



Nadine Henriques da Silva
Licenciada em Engenharia Civil

MUROS DE TERRA ARMADA – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia
Civil – Ramo de Estruturas e Geotecnia

Orientadora: Engenheira Zenóbia de Quadros Martins, VSL
Co-orientadora: Doutora Maria Teresa Teles Grilo
Santana, Universidade Nova de Lisboa

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Corneliu Cismasiu
Arguente: Prof. Doutor Pedro Fernando e Mota Guedes de Melo
Vogais: Engenheira Zenóbia de Quadros Martins
Prof. Doutora Maria Teresa Teles Grilo Santana



**FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA**

Março de 2012

Nadine Henriques da Silva

Licenciada em Engenharia Civil

MUROS DE TERRA ARMADA – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia
Civil – Ramo de Estruturas e Geotecnia

Orientadora: Engenheira Zenóbia de Quadros Martins, VSL
Co-orientadora: Doutora Maria Teresa Teles Grilo
Santana, Universidade Nova de Lisboa

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Corneliu Cismasiu
Arguente: Prof. Doutor Pedro Fernando e Mota Guedes de Melo
Vogais: Engenheira Zenóbia de Quadros Martins
Prof. Doutora Maria Teresa Teles Grilo Santana

Maio de 2012

MUROS DE TERRA ARMADA

“Copyright” Nadine Henriques da Silva, FCT e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa tem o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar quero agradecer à Universidade Nova de Lisboa, por me ter proporcionado a realização desta dissertação com a cooperação da empresa VSL, bem como à minha orientadora científica, Engenheira Zenóbia Martins, por me ter acompanhado dentro da empresa, mostrando sempre disponibilidade em partilhar comigo os seus conhecimentos e paciência para responder sempre da melhor maneira possível às minhas questões.

Em segundo lugar mas não menos importante, quero agradecer à minha co-orientadora científica, Professora Doutora Maria Teresa Teles Grilo Santana, pelo acompanhamento, dedicação, disponibilidade, paciência e amizade, sem a qual, com certeza, não seria possível ter feito este trabalho.

Agradeço também à empresa CENOR, em especial ao Engenheiro Pedro Chitas e ao Engenheiro Carlos Baião, pela ajuda que me prestaram não só na aprendizagem do programa SLOPE/W como também em diversos outros assuntos da dissertação.

Por fim quero agradecer à minha família, pais e irmã, e aos meus amigos pelo incentivo que sempre me deram, sem o “empurrão” deles não tinha conseguido, em especial à minha amiga Patrícia Gil, que me apoiou sempre e à minha prima Sílvia Henriques.

RESUMO

O conceito “terra armada” foi desenvolvido por Henri Vidal na década de 60 e foi evoluindo, ao longo do tempo, através da análise de experiências com muros à escala natural e de modelos reduzidos.

É apresentado um estudo de comparação entre dois sistemas de reforços utilizados pela empresa VSL (Vorspann System Losinger), um sistema com reforços inextensíveis (metálicos) e um sistema com reforços extensíveis (poliméricos), para os muros de solo reforçado com o objectivo de analisar as vantagens destes sistemas entre si e relativamente às restantes estruturas convencionais.

Foi realizado um exemplo de cálculo académico para ambos os sistemas, onde se analisou a estabilidade externa e interna do maciço, através de programas de cálculo automático desenvolvidos pela VSL, e a estabilidade global através do programa SLOPE/W.

Foi ainda realizada uma análise paramétrica para os dois sistemas, onde se variou o comprimento dos reforços, a resistência ao corte do aterro e as zonas sísmicas preconizadas pelo Eurocódigo 8, fazendo-se uma análise da densidade de elementos e de custos.

PALAVRAS-CHAVE

Terra armada, Reforços extensíveis, Reforços inextensíveis e Análise paramétrica.

ABSTRACT

The concept of reinforced earth was developed by Henri Vidal in the sixties. The system was developed over time through the analysis of tests with full-scale walls and reduced models.

A comparative study between two types of reinforcement used by VSL (Vorspann System Losinger) company is presented: a system with inextensible reinforcements (metallic) and a system with extensible reinforcements (polymeric), for reinforced earth walls, the objective is to analyze the advantages of this system against other conventional structures.

An academic calculation example for both systems of reinforcement is presented, to analyze the external and internal stability using an automatic design program developed by VSL, and the global stability with the program SLOPE/W.

It was also performed a parametric study of both systems, in which it was varied the length of reinforcements, the friction angle of the selected granular reinforced fill and seismic zones recommended by Eurocode 8, by making an analysis of the density of elements and costs.

KEY WORDS

Reinforced earth, Extensible reinforcements, Inextensible reinforcements and Parametric analysis.

SIMBOLOGIA

Letras minúsculas latinas

a_g	Aceleração à superfície de um terreno tipo A
a_{gR}	Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno tipo A
b	Comprimento extra das barras transversais para as soldaduras não rebentarem
b_p	Largura do painel
e	Excentricidade da carga
g	Aceleração da gravidade
h_p	Altura dos painéis
k_a	Coeficiente de impulso activo segundo Coulomb
k_h	Coeficiente sísmico horizontal regulamentar segundo o EC8
k_r	Coeficiente de pressão lateral
k_v	Coeficiente sísmico vertical regulamentar segundo o EC8
k_{aMO}	Coeficiente de impulso sísmico segundo Mononobe-Okabe
n	Número de reforços por nível
q	Sobrecarga
q_{rd}	Tensão resistente de cálculo
r	Coeficiente para o cálculo do coeficiente sísmico horizontal
rp	Recobrimento perdido das armaduras devido à corrosão
$u(z,t)$	Deslocamento relativo à profundidade z no instante t
$\ddot{u}(z, t)$	Aceleração relativa à profundidade z no instante t
v_s	Velocidade de propagação das ondas de corte
z	Altura dos níveis dos reforços
z_i	Altura dos reforços num determinado nível

Letras maiúsculas latinas

A_1	Aceleração espectral do primeiro modo
A_{0g}	Aceleração da zona sísmica
A_n	Aceleração espectral do modo n
A_o	Área dos reforços inextensíveis
C	Factor de área geométrica do reforço
F^*	Factor estático de resistência ao arranque
F_s^*	Factor sísmico de resistência ao arranque
FS	Factor de segurança

$FS_a(z)$	Factor de segurança ao arranque dos reforços
$FS_r(z)$	Factor de segurança à rotura dos reforços
G	Módulo de distorção
G/G_{\max}	Razão entre o módulo de distorção e o módulo de distorção máximo
H_2	Altura a que se encontra a força de inércia da massa de solo acima do muro
H	Altura do muro
H_d	Resultante dos impulsos activos na direcção da base
H_m	Altura fictícia do muro que permite transpor certas regras de dimensionamento dos muros verticais sem talude horizontal para muros de geometria mais complexa
H_{mt}	Altura da base do muro ao topo do talude
I_a	Impulso activo estático do solo
I_{aq}	Impulso activo devido à sobrecarga
I_{as}	Impulso sísmico de Mononobe-Okabe
L'	Largura de compressão na base no caso estático
L_m	Comprimento dos reforços
L_n	Vector de participação modal para o modo n
L_t	Somatório das larguras efectivas dos reforços
L_t	Comprimento da zona do talude
L_{ef}	Largura efectiva dos reforços
$M_{dst,d}$	Momento estabilizador
$M_{stb,d}$	Momento instabilizador
P_i	Força de inércia da massa de solo reforçado para a análise interna
P_{ir}	Força de inércia da massa de solo reforçado para a análise externa
R_d	Força de corte na base da estrutura
R_u	Resistência última dos reforços extensíveis
R_{tracc}	Resistência à rotura dos reforços extensíveis
$R_c(z)$	Razão do recobrimento do reforço em cada nível em função de z
$R_{hri}(z)$	Força de inércia da massa de solo deslocado ao nível de cada armadura
RF	Factor de redução da resistência combinada
RF_D	Factor de redução que introduz o efeito de degradação química e biológica dos reforços
RF_{CR}	Factor de redução devido à danificação que se introduz nas bandas aquando da sua instalação
RF_{ID}	Factor de redução que provém da rotura a longo prazo devido à fluência
S	Coeficiente do solo
S_l	Afastamento horizontal entre barras longitudinais

S_t	Afastamento das barras transversais
S_v	Afastamento vertical dos reforços
$S_e(T)$	Espectro de resposta elástica
T_1	Período de vibração no primeiro modo
T_n	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
T_B	Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_C	Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_D	Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante
$T_r(z)$	Força resultante horizontal das tensões nos reforços para o cálculo da rotura
$T_a(z)$	Força resultante horizontal das tensões nos reforços para o cálculo do arranque
V_d	Valor de cálculo da resultante vertical
W	Peso da cunha de solo
$X_n(t)$	Resposta do oscilador linear de um grau de liberdade no modo n

Letras maiúsculas gregas

α	Factor de correcção do efeito de escala
α	Razão entre o valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno do tipo A e a aceleração da gravidade do EC8
β	Coefficiente de amortecimento
β	Ângulo de inclinação do talude
β_c	Ângulo de inclinação do talude corrigido segundo a norma AASHTO
γ	Peso volúmico do solo
γ_1	Coefficiente de importância
γ_{seg}	Coefficiente de segurança dos reforços extensíveis às condições ambientes
$\gamma(z,t)$	Distorção em função da profundidade z e no instante t
$(\gamma_{med})_{eq}$	Distorção média equivalente
δ_e	Ângulo de abertura das bandas
δ_m	Ângulo de atrito interno entre o solo reforçado e o solo retido
η	Coefficiente de correcção do amortecimento
θ	Ângulo que o paramento faz com a horizontal
ρ	Massa específica do solo
σ_c	Tensão de cedência do aço
σ_f	Tensão de fluência do aço
σ_m	Tensão admissível na malha de armaduras

σ_{me}	Tensão estática admissível na malha de armaduras
σ_{ms}	Tensão sísmica admissível na malha de armaduras
$\sigma_a(z)$	Resistência estática ao arranque dos reforços inextensíveis e extensíveis
$\sigma_r(z)$	Resistência à rotura da malha de armaduras
$\sigma_{ha}(z)$	Tensão horizontal para o cálculo do arranque
$\sigma_{hr}(z)$	Tensão horizontal para o cálculo da rotura
ϕ	Ângulo de resistência ao corte do solo
\varnothing_l	Diâmetro das barras longitudinais
\varnothing_t	Diâmetro das barras transversais
$\phi_n(z)$	Vector de participação modal para o modo n
ω_n	Frequência angular

Letras maiúsculas gregas

$\Delta\sigma_n$	Aumento da tensão devido à sobrecarga
ΔI_{as}	Acréscimo do impulso sísmico

ÍNDICE DE MATÉRIAS

CAPÍTULO 1.	INTRODUÇÃO	1
1.1	Generalidades	1
1.2	Objectivos	2
1.3	Conteúdo e Organização da Dissertação	3
CAPÍTULO 2.	GENERALIDADES SOBRE OS MUROS DE TERRA ARMADA	5
2.1	Breve nota histórica	5
2.2	Descrição do sistema dos muros de terra armada	8
2.2.1	Generalidades	8
2.2.2	Elementos de reforços	9
2.2.3	Material de aterro	14
2.2.4	Painéis	17
2.2.5	Interacção entre o solo e os reforços	21
2.3	Aplicações da terra armada	22
2.4	Vantagens e desvantagens da sua aplicação	25
2.5	Processo construtivo	27
CAPÍTULO 3.	DIMENSIONAMENTO	31
3.1	Introdução	31
3.2	Parâmetros de cálculo	32
3.2.1	Parâmetros gerais	32
3.2.2	Parâmetros para a análise da estabilidade externa	33
3.2.3	Parâmetros para a análise da estabilidade interna	35
3.2.4	Coeficiente sísmico	41
3.3	Análise da estabilidade externa	46
3.3.1	Generalidades	46
3.3.2	Verificação da segurança	47
3.4	Análise da estabilidade interna	49
3.4.1	Generalidades	49
3.4.2	Verificação da segurança à rotura dos reforços	51
3.4.3	Verificação da segurança ao arranque dos reforços	52
3.5	Análise da estabilidade Global	53
3.5.1	Caso geral	53
3.5.2	Caso dos muros de solos reforçados	55
CAPÍTULO 4.	EXEMPLO DE CÁLCULO DE UM MURO DE SOLO REFORÇADO	59
4.1	Introdução	59
4.2	Descrição das características do muro analisado	62

4.2.1	Definição da geometria do muro	62
4.2.2	Características dos materiais	63
4.3	Verificação da estabilidade externa.....	64
4.3.1	Generalidades	64
4.3.2	Parâmetros de cálculo.....	65
4.3.3	Verificação da segurança.....	66
4.4	Verificação da estabilidade interna	68
4.4.1	Generalidades	68
4.4.2	Parâmetros de cálculo.....	69
4.4.3	Determinação dos factores de segurança segundo a norma AASHTO	70
4.5	Verificação da Estabilidade Global	73
4.5.1	Generalidades	73
4.5.2	Contribuição dos reforços.....	73
4.6	Análise de custos dos dois tipos de reforços	77
CAPÍTULO 5. ANÁLISE PARAMÉTRICA		79
5.1	Introdução.....	79
5.2	Comprimento dos Reforços.....	81
5.2.1	Reforços inextensíveis.....	81
5.2.1	Reforços extensíveis.....	83
5.3	Características do aterro	86
5.3.1	Reforços inextensíveis.....	86
5.3.2	Reforços extensíveis.....	89
5.4	Zona sísmica.....	91
5.4.1	Reforços Inextensíveis	91
5.4.2	Reforços extensíveis.....	93
CAPÍTULO 6. CONCLUSÕES		97
6.1	Considerações finais.....	97
6.2	Observações finais.....	99
6.3	Desenvolvimentos futuros.....	100
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS		101
Anexo A – Determinação do coeficiente sísmico horizontal na base segundo o EC8.....		107
Anexo B – Cálculos da estabilidade interna para todos os níveis de reforços		113

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1 – Muralha da China (consultado a 14 de Dezembro 2011)	5
Figura 2-2 – Ziggurats (Antiga Mesopotâmia) (consultado a 15 Dezembro 2011)	5
Figura 2-3 - Primeira obra em Portugal com reforços poliméricos pela empresa VSL	7
Figura 2-4 - Pormenor dos reforços poliméricos.....	7
Figura 2-5 – Reforço com uma única armadura lisa (LCPC-SETRA, 1979).....	7
Figura 2-6 – Primeira estrutura de terra reforçada nas Montanhas dos Pirenéus com painéis em U (Vidal, 1994)	7
Figura 2-7 - Esquema de um muro de terra armada (Félix, 19919)	8
Figura 2-8 - Diversos sistemas de paramentos duplos (LCPC-SETRA, 1979).....	9
Figura 2-9 - Representação da altura H_m para reforços inextensíveis e extensíveis	10
Figura 2-10 - Exemplo de aplicação de reforços inextensíveis (metálicos) (VSol, 2003)	11
Figura 2-11 - Pormenor de rolos de bandas de reforço (VSL Sistemas Portugal)	12
Figura 2-12 - Exemplo de aplicação de reforços poliméricos (InfraGeo, 2007).....	13
Figura 2-13 - Desníveis de armadura sem embebimento mínimo do painel (LCPC-SETRA, 1979)	14
Figura 2-14 - Desníveis de armaduras com embebimento mínimo do painel (LCPC-SETRA, 1979)	14
Figura 2-15 – Formatos dos painéis pré-fabricados (BS EN 14475, 2006)	17
Figura 2-16 - Esquema de um painel (Brito et al, 1995).....	18
Figura 2-17 – Exemplo de olhais e passadores para ambos os tipos de reforços	18
Figura 2-18 – Representação da altura de embebimento, D_m	19
Figura 2-19 - Efeitos das armaduras no interior de um maciço reforçado: a) tensão tangencial nas interfaces solo-reforço; b) distribuição das tracções nos reforços; c) tensão de confinamento (Félix, 1991)	22
Figura 2-20 - Aplicações da Terra Armada 1 (adaptado de Félix, 1991).....	23
Figura 2-21 - Aplicações da Terra Armada 2 (adaptado de Félix, 1991).....	24
Figura 2-22 - Casos de obras realizadas em terra armada (adaptado de Legrand, 1972).....	26
Figura 2-23 – Geometria do soco de nivelamento (VSL, 2008)	28
Figura 2-24 – Esquema da montagem dos painéis (VSL, 2008).....	28
Figura 2-25 – Exemplificação dos acessórios de escoramento (VSL, 2008)	29
Figura 2-26 - Encaixe dos painéis (VSL, 2008).....	29
Figura 2-27 – Coroamento dos painéis (VSL, 2008)	30
Figura 3-1 - Esquema de um muro de solos reforçados, com a representação dos ângulos.....	32
Figura 3-2 - Estado de carga típico para o caso estático e sísmico	33

Figura 3-3 - Vista lateral de um muro de solo reforçado	35
Figura 3-4 – Parâmetros geométricos dos reforços inextensíveis	35
Figura 3-5 – Parâmetros dos reforços extensíveis	37
Figura 3-6 - Esquema das tensões a actuar nos reforços	38
Figura 3-7 - Variação da razão entre coeficientes de pressão lateral K_r/K_a com a profundidade em muros de solos reforçados (adaptado de Martins, 2009)	38
Figura 3-8 - Valores padrão para a variação do factor de ancoragem (adaptado de Martins, 2009)	40
Figura 3-9 – Camada semi-infinita em base rígida	43
Figura 3-10 - Variação do G/G_{max} e do coeficiente de amortecimento com a deformação de corte (segundo Makdisi e Seed, 1977)	45
Figura 3-11 - Localização da superfície de rotura em reforços inextensíveis (Brito et al, 1995).....	50
Figura 3-12 - Localização da superfície de rotura em reforços extensíveis (adaptado de Martins, 2009).....	50
Figura 3-13 - Estabilidade de maciços em taludes (Guerra, 2008)	54
Figura 3-14 – Discretização de uma massa em fatias e suas forças	55
Figura 4-1 – Passos para a verificação da estabilidade externa.....	60
Figura 4-2 – Passos para a verificação da estabilidade interna	61
Figura 4-3 - Geometria do muro de terra armada.....	62
Figura 4-4 – Geometria reforços inextensíveis e extensíveis	62
Figura 4-5 - Estado de carga para a situação accidental dos reforços inextensíveis	65
Figura 4-6 – Esquema representativo da distribuição dos reforços.....	69
Figura 4-7 – Esquema da superfície tipo A e tipo B	73
Figura 4-8 – Parâmetros a inserir para simular os reforços através da introdução de forças	74
Figura 4-9 - Análise da estabilidade global para reforços extensíveis com tipo de deslizamento B	76
Figura 5-1 - Relação de custos dos reforços inextensíveis em função da relação L_m/H_m	82
Figura 5-2 - Relação de custos dos reforços inextensíveis em função da altura dos maciços.....	83
Figura 5-3 - Relação de custos dos reforços extensíveis em função da relação L_m/H_m	85
Figura 5-4 - Relação de custos dos reforços extensíveis em função da altura dos maciços.....	85
Figura 5-5 - Relação de custos dos reforços inextensíveis em função do ângulo de resistência ao corte do aterro.....	88
Figura 5-6 - Relação de custos dos reforços inextensíveis em função da altura dos maciços.....	88
Figura 5-7 - Relação de custos dos reforços extensíveis em função da resistência ao corte do aterro	90
Figura 5-8 - Relação de custos dos reforços extensíveis em função da altura dos maciços.....	91
Figura 5-9 - Relação de custos dos reforços inextensíveis em função da zona sísmica.....	93
Figura 5-10 - Relação de custos dos reforços inextensíveis em função da altura dos maciços.....	93
Figura 5-11 – Relação de custos dos reforços extensíveis em função da zona sísmica	95

Figura 5-12 - Relação de custos dos reforços extensíveis em função da altura dos maciços..... 96

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2-1 - Características dos reforços poliméricos em função da resistência (InfraGeo, 2007)	12
Quadro 2-2 - Limites granulométricos dos solos a utilizar nos aterros (Brito et al, 1995)	15
Quadro 2-3 - Características químicas do solo (Martins, 2009)	16
Quadro 2-4 - Determinação da ficha mínima em função da altura mecânica (obras correntes) (Martins, 2009)	19
Quadro 2-5 - Assentamentos diferenciais máximos admissíveis (Martins, 2009)	20
Quadro 3-1 - Espessura de recobrimento perdido ao longo da vida útil dos reforços inextensíveis	36
Quadro 3-2 – Resistência última dos reforços extensíveis	37
Quadro 3-3 - Valores de cálculo do coeficiente r para o cálculo do coeficiente sísmico horizontal (NP EN 1998-1, 2010)	42
Quadro 3-4 – Coeficientes parciais para a combinação STR/GEO e EQU (NP EN 1997-1, 2010)	47
Quadro 3-5 – Factores de segurança para a análise da estabilidade interna (AASHTO, 2005)	51
Quadro 3-6 – Factores de segurança parciais para a análise da estabilidade global (NP EN 1997-1, 2010)	57
Quadro 4-1 – Dimensões e geometria do muro de terra armada para os reforços inextensíveis e extensíveis	63
Quadro 4-2 – Características dos solos	64
Quadro 4-3 – Características dos reforços inextensíveis e extensíveis	64
Quadro 4-4 – Valores das acções a actuar no maciço para os reforços inextensíveis e extensíveis	66
Quadro 4-5 – Valores do peso da cunha de solo para os reforços inextensíveis e extensíveis	66
Quadro 4-6 – Verificação da segurança em relação ao deslizamento	67
Quadro 4-7 – Verificação da segurança ao deslizamento	67
Quadro 4-8 – Verificação da segurança em relação ao derrubamento	67
Quadro 4-9 - Verificação da segurança em relação à rotura da fundação	68
Quadro 4-10 – Verificação da segurança à rotura da fundação	68
Quadro 4-11 – Tensões e força de inércia a actuar ao nível dos reforços para os reforços inextensíveis e extensíveis	70
Quadro 4-12 – Factores para o cálculo da resistência ao arranque dos reforços inextensíveis e extensíveis	70
Quadro 4-13 - Verificação da segurança à rotura dos reforços inextensíveis e extensíveis	71
Quadro 4-14 – Factores de segurança à rotura dos reforços	71
Quadro 4-15 - Verificação da segurança à falha por arranque dos reforços inextensíveis e extensíveis	72
Quadro 4-16 – Factores de segurança à falha por arranque dos reforços	72

Quadro 4-17 – Resistência à tracção dos reforços inextensíveis.....	74
Quadro 4-18 - Resistência à tracção dos reforços extensíveis.....	75
Quadro 4-19 – Valores da resistência ao arranque, (F/Area), dos reforços inextensíveis e extensíveis para o caso estático e sísmico	75
Quadro 4-20 – Resultados da estabilidade global para os reforços explícitos	76
Quadro 4-21 – Custos dos reforços inextensíveis	77
Quadro 4-22 – Custos dos reforços extensíveis	78
Quadro 5-1 – Valores dos parâmetros a variar para as diferentes alturas	80
Quadro 5-2 – Custos totais e densidades de elementos para os reforços inextensíveis, variando as alturas e a relação L_m/H_m , com $\phi'=35^\circ$	81
Quadro 5-3 - Custos totais e densidades de elementos para os reforços extensíveis, variando as alturas e a relação L_m/H_m , com $\phi'=35^\circ$	84
Quadro 5-4 - Custos totais e densidades de elementos para os reforços inextensíveis, variando o ângulo de resistência ao corte do solo reforçado, com $L_m/H_m=0.7$	86
Quadro 5-5 - Custos totais e densidades de elementos para os reforços extensíveis, variando o ângulo de resistência ao corte do solo reforçado, com $L_m/H_m=0.8$	89
Quadro 5-6 – Custos totais e densidade de elementos para os reforços inextensíveis, variando as zonas sísmicas, com $L_m/H_m=0.7$ e $\phi'=35^\circ$	92
Quadro 5-7 - Custos totais e densidade de elementos para os reforços extensíveis, variando as zonas sísmicas, com $L_m/H_m=0.8$ e $\phi'=35^\circ$	94

Capítulo 1.

INTRODUÇÃO

1.1 GENERALIDADES

Estruturas de contenção são elementos essenciais em todos os projectos de rodovias. Estas são utilizadas não só como encontros de pontes e muros ala, mas também para estabilização de taludes. Durante muitos anos as estruturas de contenção eram, quase exclusivamente, feitas de betão e eram projectadas como muros de gravidade, os quais são essencialmente estruturas rígidas que não podem acomodar assentamentos diferenciais muito elevados. Com o aumento da altura do solo a ser retido e más condições do solo de fundação, o custo dos muros de contenção reforçados com betão aumenta rapidamente.

Actualmente, os muros de terra armada têm um papel importante na engenharia, não só por questões económicas, visto que possuem uma relação custo/benefício efectiva, mas pela capacidade em desempenhar as funções a que são submetidos, mesmo quando tal implica acções muito além do seu peso próprio, e em suportar maiores assentamentos do que os muros reforçados com betão. O funcionamento desses muros consiste na colocação de elementos de reforço no solo, que resistem às forças de tracção que o solo não pode suportar.

Os muros de solos reforçados apresentam características interessantes, tais como, elevada resistência a impulsos de terras estáticos, sísmicos e acções próprias dos meios aquáticos, facilidade de adaptação a condições de fundação desfavoráveis, procedimentos simples, reduzidos prazos de execução, custos competitivos e boa aparência estética. Todas estas características fazem deste tipo de muros uma solução bastante procurada, pois podem ser aplicados em locais e obras muito distintas, espalhados por todo o mundo. São formados por aterros, reforços e painéis de betão pré-fabricados, ou outros materiais. A análise da melhor solução para estes muros, tanto a nível do

tipo de aterro, como tipo de reforços pode ser estudada através de métodos experimentais, analíticos e numéricos.

Existem muitos sistemas disponíveis, assim como novos sistemas que continuam a ser introduzidos no mercado. Componentes, pormenores construtivos, sistemas de controlo de qualidade, etc. variam em cada sistema. O projecto, construção e monitorização deste tipo de estruturas tem evoluído nas últimas três décadas, devido ao esforço de pesquisadores, fornecedores de material e agências governamentais, no sentido de melhorar alguns aspectos da tecnologia e dos materiais usados.

1.2 OBJECTIVOS

A presente dissertação de mestrado tem como objectivo a análise de dois modos distintos de reforçar os muros de terra armada. Esta análise baseia-se nos estudos realizados pela empresa VSL que contribuiu para a realização e para o esclarecimento acerca do tema. Era ainda, objectivo deste trabalho acompanhar uma obra de muros de solos reforçados, mas tal não foi possível uma vez que durante a realização da dissertação não se encontrava nenhuma obra em execução.

Este trabalho surgiu da necessidade de reunir informação sobre a execução e dimensionamento dos reforços inextensíveis e dos reforços extensíveis, uma vez que em Portugal ainda não existe um documento que compare e relacione ambos os tipos de reforços.

Para melhor se perceber a diferença entre reforços foram apresentadas as suas características, nomeadamente os seus constituintes e regras de execução, e o modo de dimensionamento que é semelhante no caso da análise da estabilidade externa, mas difere em alguns parâmetros na análise da estabilidade interna. Foi ainda, realizado um exemplo de cálculo, nas mesmas condições para ambos os tipos de reforços, para melhor se perceber o modo de dimensionamento destes muros.

As características mais relevantes nestes muros são o comprimento dos reforços, as características do aterro e a zona sísmica. Para se verificar de que modo estas características influenciam os muros de terra armada, realizou-se uma análise paramétrica onde se variaram estes parâmetros e se realizou uma análise de custos e de densidade de elementos.

1.3 CONTEÚDO E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

E esta dissertação é composta por seis capítulos, incluindo um primeiro capítulo de introdução, sendo o último, as conclusões.

No segundo capítulo é apresentado uma breve contextualização histórica, referindo o surgimento da teoria da terra armada, por Henri Vidal na década de 60, seguindo-se a evolução dos muros de solos reforçados até aos dias de hoje, passando pela introdução destes em Portugal pela VSL. São ainda descritos os elementos que constituem estes muros, as suas características, as suas normas e as vantagens e desvantagens da escolha da sua aplicação face aos muros convencionais.

No terceiro capítulo descreve-se o modo de dimensionamento destas estruturas, apresentando-se os parâmetros gerais que têm em conta a geometria dos muros, as características do solo e dos reforços e as acções a que a estrutura e os reforços estão sujeitos. É ainda apresentado o modo de cálculo dos coeficientes sísmicos segundo o método de cálculo preconizado no Eurocódigo 8 (EC8). São referidos os procedimentos e normas para a realização da análise da estabilidade externa ao deslizamento, derrubamento e rotura da fundação, segundo o Eurocódigo 7 (EC7) e da análise da estabilidade interna à rotura e à falha por arranque dos reforços, segundo a norma AASHTO, uma vez que o EC7 não se refere a esta situação. É ainda referida a análise da estabilidade global do maciço, segundo o EC7.

No quarto capítulo é realizado um exemplo de dimensionamento académico simples, cujas características foram baseadas num exemplo apresentado por Brito et al (1995), utilizando reforços inextensíveis e extensíveis. Para o efeito, são apresentadas as características do problema e é analisada a estabilidade externa, interna e global para ambos os casos estático e sísmico, segundo o EC7 e o EC8 e segundo a norma AASHTO, quando a situação analisada não é referida no Eurocódigo. Por fim é realizada uma análise de custos comparativa entre os reforços inextensíveis e extensíveis.

No quinto capítulo é realizada uma análise paramétrica, em que é feita uma comparação de densidade de elementos e de custos com base no problema do capítulo 4. Analisam-se três relações diferentes, comprimento/altura (L_m/H_m) dos reforços inextensíveis e dos reforços extensíveis, para as alturas do muro compreendidas entre 11 e 17 m. Depois, para as mesmas alturas do muro, faz-se variar a resistência ao corte do aterro de 30°, 35° e 40° e as zonas sísmicas para a zona 1, 2, 3, 4 e 5 preconizadas no EC8.

Por último no sexto capítulo são apresentadas as conclusões do trabalho.

Capítulo 2.

GENERALIDADES SOBRE OS MUROS DE TERRA ARMADA

2.1 BREVE NOTA HISTÓRICA

O conceito de reforçar os solos não é um conceito moderno. Têm sido usadas inclusões desde os tempos pré-históricos para melhorar o solo. Alguns exemplos de construção datam de tempos antigos, como a Grande Muralha da China e os Ziggurats na antiga Mesopotâmia (Figura 2-1 e Figura 2-2). Estes sistemas consistiam na utilização de troncos e raízes como reforço do solo.



Figura 2-1 – Muralha da China (consultado a 14 de Dezembro 2011)



Figura 2-2 – Ziggurats (Antiga Mesopotâmia) (consultado a 15 Dezembro 2011)

A ideia de muros de solos reforçados surgiu na década de 60 pelo engenheiro e arquitecto francês Henri Vidal que demonstrou, com ideias simples, que um solo granular com material resistente à tracção, produz efeitos benéficos consideráveis, surgiu então o nome “terra armada” patenteado por Henri Vidal.

Inicialmente Henri Vidal propôs o uso de polímeros reforçados com fibras de vidro. Mais tarde, passou-se a utilizar reforços de aço maciço e de alumínio, visto que a primeira solução, quando aplicada, resultou no colapso do muro após 10 meses. No entanto, o uso de reforços de aço maciço e alumínio também se verificou não ser uma boa solução devido à pouca durabilidade dos materiais, tendo passado assim a utilizar-se material metálico de aço galvanizado.

Na década de 60 e 70 foram executados diversos muros à escala natural como experiências (Binquet e Carlier, 1973; Boden et al, 1977; Bastick et al, 1991; entre outros), assim como modelos reduzidos (Gueguan e Legeay, 1969; Bacot e Lareal, 1973; Legeay, 1978; entre outros) e numéricos (Guellec et al, 1976; Anderson e Bastick, 1983; Buhan e Salençon, 1987; entre outros) para estudar o comportamento dos muros de terra armada e desenvolver métodos de dimensionamento.

Através dessas experiências, foram ocorrendo várias alterações no sistema destes muros, tais como o uso de geotêxtil, em muros de solos reforçados, após terem sido anunciados os benefícios do geotêxtil em taludes de estradas construídos sobre camadas fracas de solo. O primeiro muro a ser construído foi em França em 1971, por Henri Vidal. A experiência mostrou que o leito da estrada era drenado livremente, sem migração de finos. Não sendo os têxteis bidimensionais muito adequados, passou a utilizar-se bandas de fibras de poliéster. Estes não deram bons resultados, uma vez que ensaios demonstraram que ao fim de 10 anos as tensões nos reforços reduziam para metade.

Mais tarde, na década de 70, ocorreu o desenvolvimento do material polimérico no Reino Unido, sendo que o grande impulso deste desenvolvimento se deu em 1977 com a construção de uma grande estrutura experimental pelo Transport and Road Research Laboratory (TRRL). Em Portugal, o uso do material polimérico em muros de terra armada surgiu em 2009, pela empresa VSL, a Concessão da Grande Lisboa – IC 30 com 4800 m² de área total do paramento, como se pode observar na Figura 2-3 e na Figura 2-4. Com o surgimento deste material surgiu também uma experimentação de vários tipos de aterros, uma vez que a ausência de corrosão neste tipo de material permite a utilização de solos de menor qualidade, o que dá mais vantagens do que os reforços metálicos. Além disso, o aumento do preço do aço tornou este tipo de reforços cada vez mais procurados.



Figura 2-3 - Primeira obra em Portugal com reforços poliméricos pela empresa VSL



Figura 2-4 - Pormenor dos reforços poliméricos

Outras evoluções foram ocorrendo, tais como a utilização de painéis de betão pré-fabricado em 1971 em vez dos metálicos em forma de “U”, a passagem de armadura lisa para nervurada em 1975, aumentando assim o atrito entre o solo e o reforço e melhorando a transferência de esforços.

Na Figura 2-5 está apresentada a forma das armaduras lisas e na Figura 2-6 a forma dos painéis metálicos em “U”.



Figura 2-5 – Reforço com uma única armadura lisa (LCPC-SETRA, 1979)

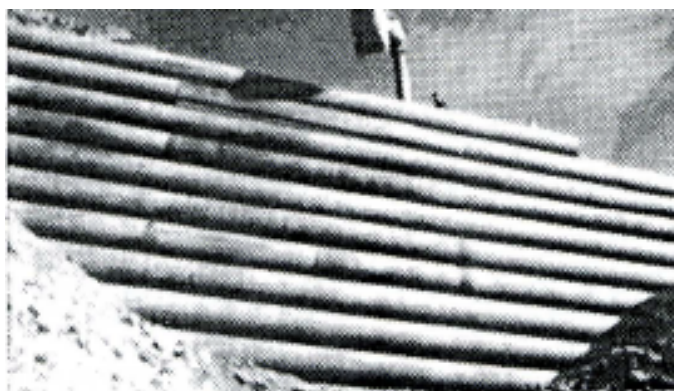


Figura 2-6 – Primeira estrutura de terra reforçada nas Montanhas dos Pireneus com painéis em U (Vidal, 1994)

2.2 DESCRIÇÃO DO SISTEMA DOS MUROS DE TERRA ARMADA

2.2.1 Generalidades

Os muros de terra armada são constituídos por três elementos principais: os reforços, o solo do aterro e os painéis do paramento exterior (geralmente pré-fabricados) também denominados de elementos de pele. Na Figura 2-7 apresenta-se um esquema da constituição de um muro de terra armada. São ainda elementos destes muros a soleira de betão simples, betonada *in situ*, de reduzidas dimensões, sobre a qual vai assentar a primeira fiada dos painéis, os elementos de fixação das armaduras aos elementos da face do paramento, juntas horizontais entre painéis e juntas verticais filtrantes. Todos os elementos constituintes do muro assim como o seu funcionamento com base na interacção solo-reforço vão ser abordados em seguida.

Existem dois modos distintos de reforçar os muros de terra armada, utilizando reforços inextensíveis ou utilizando reforços extensíveis. Esta é a grande diferença nos muros de terra armada e ao longo do texto irão ser referidas as diferenças entre estes dois tipos de reforços.

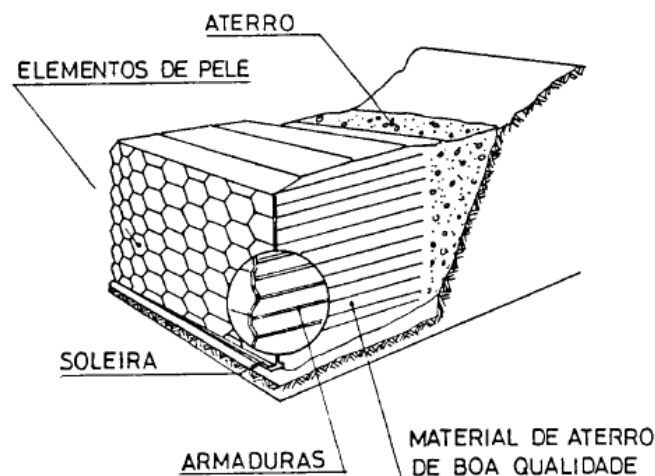


Figura 2-7 - Esquema de um muro de terra armada (Félix, 19919)

Existem ainda, vários sistemas de muros de solos reforçados: o sistema simples, que está esquematizado na Figura 2-7 e os sistemas de paramento duplo, sendo estes paralelos e podendo ser separados por um aterro, serem juntos ou serem encaixados um no outro, como se pode observar na Figura 2-8.

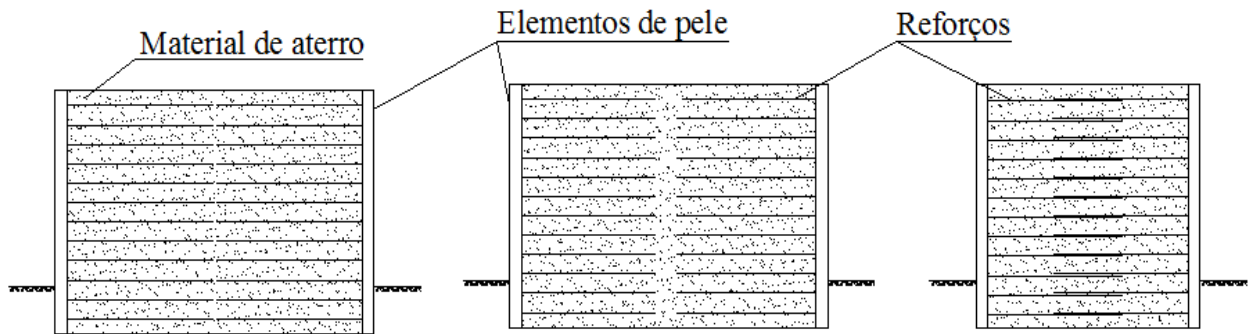


Figura 2-8 - Diversos sistemas de paramentos duplos (LCPC-SETRA, 1979)

Uma massa de solo reforçado é de certa forma análoga ao betão armado, em que as propriedades mecânicas da massa são melhoradas pelo reforço colocado paralelamente à direcção da tensão principal para compensar a falta de resistência do solo à tracção. O melhoramento das propriedades de tracção é o resultado da interacção entre o reforço e o solo.

Muros de solos reforçados são ainda denominados de sistemas internamente estabilizados porque os elementos de reforço estão instalados dentro do solo e estendidos para além do potencial plano de rotura.

2.2.2 Elementos de reforços

As principais funções dos reforços de um maciço de terra armada são a mobilização por atrito de tensões tangenciais ao longo da sua superfície e a resistência aos esforços de tracção. Como estes estão envoltos em solo é necessário ter em atenção o material utilizado, que deve ter uma grande resistência à tracção, ductilidade, durabilidade e excelente coeficiente de atrito ao solo.

Os reforços devem responder a certos requisitos, tais como:

- boa resistência à tracção;
- ruptura do tipo não frágil e pouca fluência;
- apresentar uma baixa deformabilidade às cargas de serviço;
- ter um bom coeficiente de atrito com o solo;
- serem flexíveis para que se possam adaptar às ondulações que se geram nas superfícies dos aterros compactados onde vão assentar;
- permitir uma fácil implementação, ter uma boa durabilidade e serem económicos.

Os elementos de reforço em termos da deformabilidade podem ser considerados inextensíveis (pouco deformáveis) ou extensíveis (deformáveis), sendo os inextensíveis os de tipo metálico e os extensíveis do tipo polimérico. Estes tipos de reforço são os de interesse para esta dissertação e são os utilizados pela empresa VSL.

Os reforços inextensíveis usados actualmente são formados por malhas de varões de aço galvanizado soldados com diâmetro de 10 a 12 mm, com afastamentos das armaduras longitudinais de 0.15 m e espaçamento transversal de 0.30, 0.45, ou 0.60 m. O comprimento das malhas (L_m) deve ser igual ou superior a $0.7 H_m$, com um comprimento mínimo de 2.4 m. O comprimento mínimo exigido é necessário para que haja espaço suficiente em obra para acomodar os equipamentos de colocação e compactação do aterro. H_m é a altura fictícia que permite transpor certas regras de dimensionamento dos muros verticais com talude horizontal para muros de geometria mais complexa, como se pode observar pela Figura 2-9 é obtido através da média entre H e H_1 .

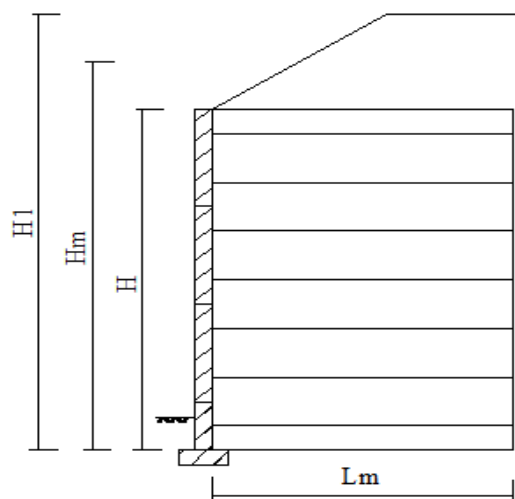


Figura 2-9 - Representação da altura H_m para reforços inextensíveis e extensíveis

A durabilidade destas armaduras é garantida pela existência da galvanização, que serve como protecção contra a corrosão. Esta protecção consiste numa camada de zinco que assegura uma protecção catódica do aço eventualmente exposto a uma degradação de origem mecânica ou química, promove ainda o estabelecimento de um sistema de corrosão uniforme e a sua manutenção ao longo do período de vida útil. O zinco dissolvido presente nos produtos de corrosão em torno da armadura contribui ainda para o atraso da corrosão do aço.

As malhas de varões que são electrossoldadas possuem elementos transversais e longitudinais cuja secção pode variar. O diâmetro dos varões longitudinais tem de ser superior aos varões transversais e com uma secção não muito distinta para permitir uma boa ligação entre ambos sem impedir que haja alguma flexibilidade.

Na Figura 2-10 está ilustrado um exemplo de aplicação de reforços inextensíveis.



Figura 2-10 - Exemplo de aplicação de reforços inextensíveis (metálicos) (VSl, 2003)

Relativamente às normas de fabricação destes materiais, segundo a VSL, deve-se usar um aço A 500 EL, conforme os requisitos mínimos exigidos nas normas ASTM A82 e a soldadura de acordo com as normas ASTM A185. Relativamente ao arranque das soldaduras, deverá ser confirmado o valor máximo da resistência ao arranque para a malha mais desfavorável. A galvanização deverá estar em conformidade com as normas ASTM A123.

Os reforços extensíveis, ou fitas poliméricas, por sua vez, são compostos por fios de poliéster de alta aderência embainhados em tiras de polietileno. A superfície de contacto exterior das bandas possui um acabamento serrilhado para assegurar uma superfície de fricção eficaz para a interacção com as partículas do solo de aterro compactado. O comprimento das fitas (L_m) deve ser igual ou superior a $0.8 H_m$ com um comprimento mínimo de 2.4 m. Tal como nos reforços inextensíveis este comprimento mínimo serve para acomodar os equipamentos.

As bandas de reforço são fabricadas com diferentes graus de resistência e as características dependem do fornecedor. No Quadro 2-1 podem-se observar as características das bandas utilizadas pela VSL. A produção destas é monitorizada de forma a garantir as propriedades mecânicas, a espessura do seu revestimento e a largura das bandas, sendo depois armazenadas e transportadas em rolos (Figura 2-11). Diversos ensaios realizados garantem a ausência de problemas de degradação biológica ou físico-química. Além disso, devido ao seu revestimento, não sofrem deterioração quando expostos a raios ultravioleta nem quando expostos à acção da água.

Quadro 2-1 - Características dos reforços poliméricos em função da resistência (InfraGeo, 2007)

Dados/Item		F-30 kN	F-50kN	F-70kN	F-100kN
Materiais	Núcleo	Poliéster	Poliéster	Poliéster	Poliéster
	Capa	Polietileno	Polietileno	Polietileno	Polietileno
Espessura (mm)		2.3+/-0.3	2.8+/-0.3	3.3+/-0.3	4.3+/-0.3
Peso (g/mL)		160+/-10%	220+/-10%	280+/-10%	360+/-10%
Força de Tensão (kN)		>30	>50	>70	>100
Alongamento (%)		<12	<12	<12	<12
Largura (mm)		92+/-3	92+/-3	92+/-3	92+/-3
Comprimento do rolo		100-200	100-200	100-200	100-150

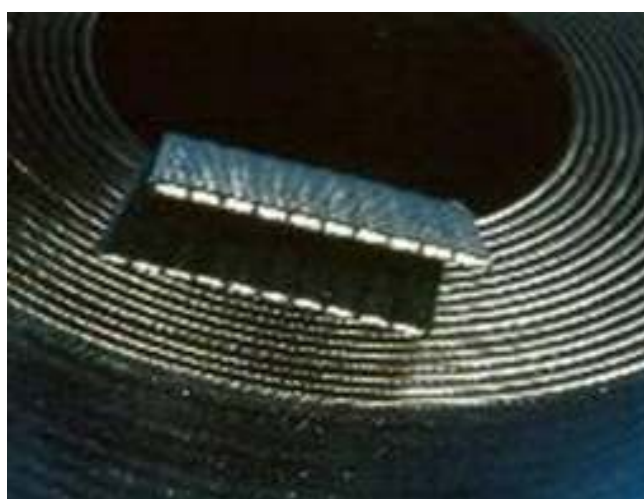


Figura 2-11 - Pormenor de rolos de bandas de reforço (VSL Sistemas Portugal)

Na Figura 2-12 está ilustrado um exemplo de aplicação de reforços extensíveis, podendo observar-se ainda, numa das fitas, uma espécie de gancho que serve de emenda das fitas.



Figura 2-12 - Exemplo de aplicação de reforços poliméricos (InfraGeo, 2007)

Usualmente quando se utiliza qualquer um dos tipos de reforços, o comprimento destes é uniforme. No entanto há casos em que é satisfatória a utilização de níveis de reforços com diferentes comprimentos. Quando tal acontece, esta variação deverá de ser progressiva, tendo em atenção essencialmente as condições de estabilidade externa e que a variação do comprimento entre níveis sucessivos de armadura não exceda os $0.15 H_m$.

Na Figura 2-13 e na Figura 2-14 está ilustrado um esquema de um muro de solo reforçado com diferentes desníveis, em que a primeira figura representa um talude onde não existe embebimento mínimo do painel e se tem de fazer um bloco em betão e a segunda onde não existe qualquer tipo de problema com a estabilidade externa, pois cumpre a regra de embebimento mínimo.

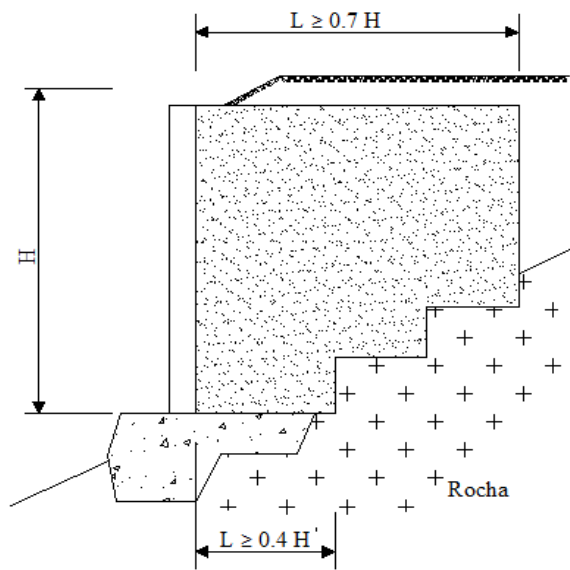


Figura 2-13 - Desníveis de armadura sem embebedimento mínimo do painel (LCPC-SETRA, 1979)

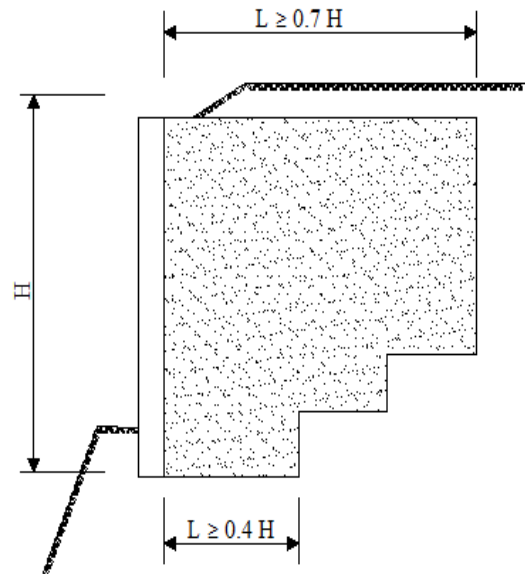


Figura 2-14 - Desníveis de armaduras com embebedimento mínimo do painel (LCPC-SETRA, 1979)

Para ambos os tipos de reforços, a ruptura de uma obra pode acontecer por rotura dos reforços, que é resultado da insuficiente resistência dos mesmos, por sub-dimensionamento, quando o nível de solicitação é mais elevado do que o previsto ou, no caso dos reforços inextensíveis, por enfraquecimento por corrosão da secção resistente das armaduras.

2.2.3 Material de aterro

O solo apenas suporta compressão e forças de corte, sendo o objectivo dos reforços resistir às tensões tangenciais induzidas no solo quando este se deforma. Segundo este pressuposto, o funcionamento da terra armada repousa na existência de atrito entre o solo e as armaduras, sendo conveniente que o material do aterro possua um elevado ângulo de resistência ao corte, o que exclui a utilização de solos com elevadas percentagens de finos.

Os solos a utilizar devem ser granulares de modo a cumprir os requisitos de transferência de tensões dos reforços, de durabilidade e de drenagem. Para isso têm de respeitar critérios relativos às características granulométricas e de colocação em obra (peso volúmico e teor em água), bem como às características físico-químico-biológicas e às características mecânicas.

Os critérios granulométricos destinam-se a limitar a percentagem de partículas finas no solo, pelo que o material de aterro seleccionado a utilizar na estrutura de suporte deverá estar em conformidade com os limites granulométricos determinados pela norma American Association of

State Highway and Transportation Officials (AASHTO) T-27, como indicado no Quadro 2-2, uma vez que não existem normas nacionais que definam estes valores para os muros de terra armada.

Quadro 2-2 - Limites granulométricos dos solos a utilizar nos aterros (Brito et al, 1995)

Peneiro	Percentagem passada
6'' (150 mm)	100
3'' (75 mm)	100-75
#200 (0.074 mm)	0-15

As especificações originais desenvolvidas por Henri Vidal (Vidal, 1994) permitiam apenas solos granulares com uma percentagem de material menor que 75 μ de 15% e sem matéria orgânica para os reforços inextensíveis, como indicado no Quadro 2-2. No entanto com o aparecimento dos reforços extensíveis, compostos por fitas poliméricas de alta aderência, tornou-se possível utilizar solos com uma percentagem de 25% de finos, contando que não mais de 15% fosse menor que 15 μ , que o solo fosse não plástico, com um índice de plasticidade não superior a 6%. O valor do ângulo de resistência ao corte influencia o atrito solo-reforço e os esforços de tracção máximos nos reforços, pelo que, deve ser, no mínimo 34°.

A colocação do aterro em obra deve respeitar determinados critérios, tais como o peso volúmico e o teor em água. Para um bom funcionamento dos muros de terra armada devemos ter um solo granular compactado, pois estes são bem drenados e a transferência da tensão normal efectiva entre os reforços e o aterro é imediata à medida que as camadas de aterro vão sendo colocadas.

Relativamente ao teor em água existe outro critério que está de acordo com os critérios granulométricos, pois aterros com partículas finas tendem a ter um comportamento não drenado, o que não convém. Além disso estes solos exibem um comportamento elasto-plástico ou plástico, sofrendo consolidações, aumentando assim a possibilidade de ocorrerem assentamentos após a construção.

Em casos em que, apesar do cumprimento dos critérios granulométricos e de colocação em obra, o solo é pouco drenante e é necessário recolher e evacuar as águas de infiltração, é necessário prever um sistema de drenagem atrás e eventualmente por baixo do maciço. A camada drenante, por baixo do maciço, não é aconselhada no caso de este estar fundado em solos muito permeáveis, para que sejam evitadas infiltrações na encosta.

Os requisitos físico-químico-biológicos estão directamente relacionados com o potencial corrosivo do solo aos reforços inextensíveis, ou seja às armaduras. Relativamente aos reforços extensíveis estes critérios não se aplicam.

Os critérios físicos do solo dizem respeito à porosidade do solo e à capacidade do mesmo de reter água, características que afectam a corrosão das armaduras. Por exemplo, um solo poroso pode reter humidade durante muito tempo ou pode permitir uma máxima ventilação, factores que tendem a aumentar a taxa de corrosão inicial. No entanto, os produtos corrosivos formados num solo ventilado podem ser protectores para o metal.

Relativamente aos critérios químicos têm de ser garantidos alguns requisitos relativamente à resistividade, pH, cloretos e sulfatos. Estes valores estão apresentados no Quadro 2-3 e estão de acordo com as normas do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC).

Quadro 2-3 - Características químicas do solo (Martins, 2009)

Resistividade - obras em seco	>1000 Ω /cm
Resistividade – obras inundáveis	>3000 Ω /cm
pH	5-10
Cloretos	<200 ppm
Sulfatos	<1000 ppm

A resistividade e o pH não têm uma clara relação. Sabe-se apenas que uma alta resistividade está geralmente associada com um solo pouco agressivo. Já os cloretos e os sulfatos (sais dissolvidos) são agressivos para o solo, sendo necessário diminuir a presença destes no solo. Um solo pouco agressivo é o solo ideal para evitar um acelerado processo de corrosão das armaduras. Existem alguns outros sais dissolvidos no solo, tais como o magnésio e o cálcio que são inibidores da corrosão.

Para se cumprirem os critérios biológicos é necessário evitar a existência de matéria orgânica no aterro.

Os critérios mecânicos destinam-se a garantir a resistência ao arranque dos reforços. Na prática a resistência ao arranque dos reforços, ou seja, a interacção entre o reforço e o aterro é garantida pelos critérios granulométricos e de colocação em obra do aterro.

2.2.4 Painéis

Os painéis destinam-se a reter o solo na zona do paramento do muro, impedindo a rotura ou a erosão do solo compreendido entre os reforços, tendo também uma componente estética. São constituídos por placas pré-fabricadas em betão armado com diferentes tipos de acabamento e diferentes formatos, sendo os mais comuns, os retangulares e os hexagonais. Existem ainda outras formas de painéis, tais como se pode ver na Figura 2-15.

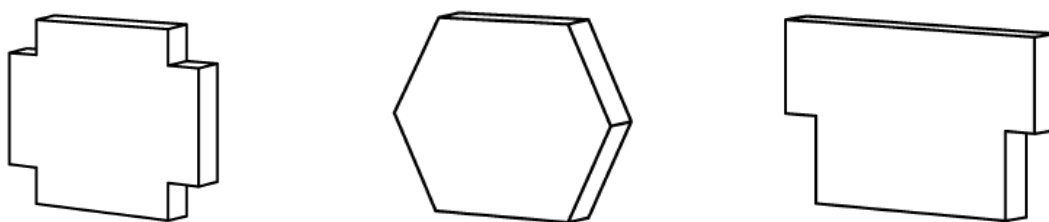


Figura 2-15 – Formatos dos painéis pré-fabricados (BS EN 14475, 2006)

Os painéis de betão standard utilizados pela VSL são painéis retangulares de 1.50 m por 2.25 m, com uma espessura de 14.50 cm e painéis hexagonais de 1.50 m por 1.32 m com uma espessura de 16.5 cm.

Na Figura 2-16 está representado o painel standard hexagonal. Estes são prefabricados em betão armado, têm dois pontos de suspensão que permitem a sua manutenção e colocação em obra e possuem entre quatro a oito olhais de ligação para os reforços inextensíveis e 2 a 5 olhais de ligação para os reforços extensíveis embutidos no betão. Estes elementos podem ser observados na figura, na qual se observa ainda no pormenor A, uma junta dos painéis formada por 2 cm de polietileno.

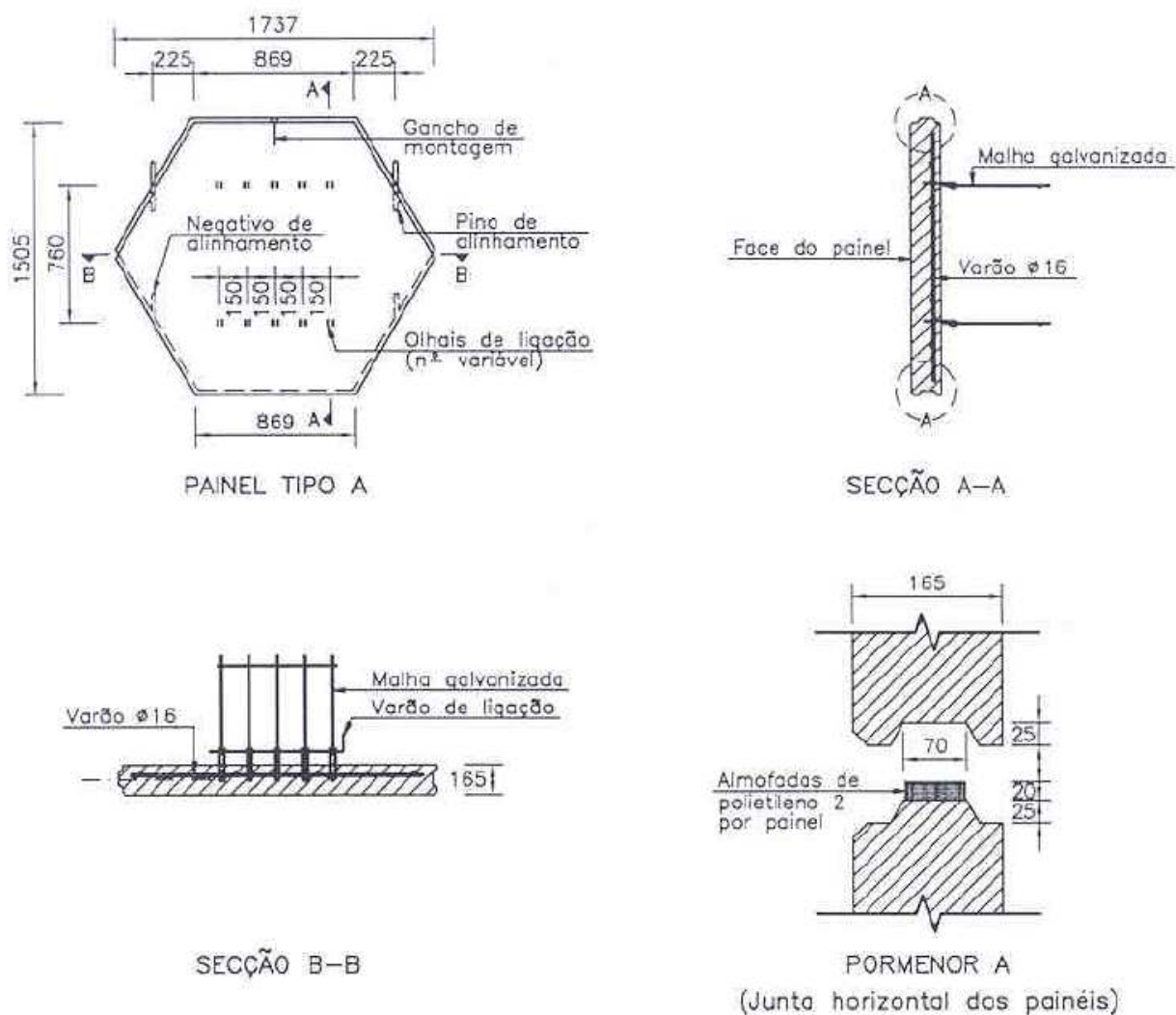


Figura 2-16 - Esquema de um painel (Brito et al, 1995)

Na Figura 2-17 pode observar-se os olhais e os passadores para os reforços inextensíveis e extensíveis.



Figura 2-17 – Exemplo de olhais e passadores para ambos os tipos de reforços

Os painéis devem ser colocados com uma inclinação para o interior de 15mm e devem ser encastrados numa profundidade que oscila entre $H/20$ e $H/5$, dependendo da inclinação do terreno em frente ao muro. Estas alturas de embebimento, D_m , têm no mínimo 0.5 m (1 m em encontros) a não ser que o terreno de fundação seja rochoso, caso em que não é necessário o encastramento do maciço, e servem para garantir não só a capacidade de carga à rotura local do solo de fundação sob a carga vertical concentrada transmitida pelos painéis, como na prática previnem o descalçamento do muro por motivos de erosão ou deficiente impermeabilização do terreno final à frente do paramento.

Os valores de D_m foram obtidos através de estudos à rotura ao longo de pequenos círculos que passam perto do paramento e das características do terreno de fundação. Para obras correntes, o pré-dimensionamento da ficha (D_m) pode ser feito directamente a partir da altura do muro como se observa no Quadro 2-4. Na Figura 2-18 observa-se um esquema representativo do encastramento dos painéis.

Quadro 2-4 - Determinação da ficha mínima em função da altura mecânica (obras correntes) (Martins, 2009)

Inclinação do terreno em frente ao muro β		D_m (m)
$\beta = 0^\circ$	Muros	$H/20$
	Encontros	$H/10$
$\beta = 18^\circ$	Muros	$H/10$
$\beta = 27^\circ$	Muros	$H/7$
$\beta = 34^\circ$	Muros	$H/5$

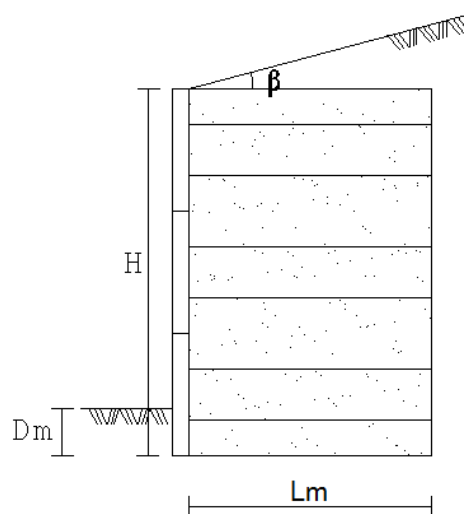


Figura 2-18 – Representação da altura de embebimento, D_m

Na Figura 2-16 observou-se que cada painel é apoiado na junta horizontal do painel inferior através de duas almofadas de apoio em polietileno com 2 cm de altura. As juntas são depois, cobertas do lado interior por um filtro geotêxtil.

Devido às juntas horizontais, os painéis possuem espaços entre eles que permitem a passagem de água para o exterior, impedindo a passagem de finos, tendo estes a função de drenagem. As juntas impedem ainda que haja uma união rígida entre os painéis, sendo que cada painel actua suportado pelas suas armaduras e de forma independente dos restantes. Esta característica dá ao paramento uma certa deformabilidade vertical, permitindo assentamentos diferenciais limitados pela deformabilidade longitudinal do revestimento do muro e pela respectiva utilização. Os muros de solos reforçados VSL admitem assentamentos diferenciais até 1/100 como se pode verificar no Quadro 2-5.

Quadro 2-5 - Assentamentos diferenciais máximos admissíveis (Martins, 2009)

Abertura das Juntas (cm)	Assentamento Diferencial Máximo
2	1/100
1.3	1/200
0.6	1/300

Os paramentos podem ser finalizados pela colocação de cornijas de betão pré-fabricado ou fabricadas no local. Se a obra está sujeita a assentamentos diferenciais, é importante que o coroamento seja realizado o mais tarde possível.

Na fabricação dos painéis devem ser respeitadas algumas regras, tais como o cimento utilizado na produção dos painéis, que deve estar em conformidade com os requisitos das normas AASTHO M-85, o betão deverá que deverá apresentar uma resistência mínima à compressão (aos 28 dias) de 30 MPa e todos os retardadores ou aceleradores de presa, bem como quaisquer aditivos contendo cloretos, não poderão ser utilizados sem a devida aprovação.

Os restantes elementos que fazem parte do paramento também estão sujeitos a algumas regras. As barras de ligação dos reforços extensíveis dependem do tipo de bandas. Para as bandas de 30 e 50 kN devem ter 250 mm de comprimento e possuir um diâmetro de 25 mm e para as bandas de 70 e 100 kN devem ter 430 mm de comprimento e possuir um diâmetro de 32 mm. As barras dos reforços inextensíveis devem ser do tipo HY-S355, galvanizadas a quente com uma espessura mínima de 85 µ, de acordo com a norma BS EN ISSO 1461.

Os olhais de ligação, para ambos os tipos de reforço, devem ter 12 mm de diâmetro e ser galvanizados a quente com uma espessura mínima de 85 μ , de acordo com a norma BS EN ISO 1461, deverão ser executados em varões de aço A 500 EL, de acordo com os requisitos ASTM A82 e soldados de acordo com a ASTM A185, devem ainda ser galvanizados de acordo com a ASTM A153, classe B-3 ou com a ASTM A123.

As juntas podem ser inclinadas ou horizontais. Todas as juntas horizontais entre painéis deverão ser constituídas por almofadas de apoio, com uma espessura uniforme, de modo a garantir que não existe contacto entre as superfícies de betão.

As almofadas, que constituem as juntas, são em polietileno HDPE ou PEAD (polietileno de alta densidade) ou EPDM (composto por etileno, propeno e dieno) e o filtro a colocar no tardo dos painéis, cobrindo as juntas inclinadas e horizontais entre painéis adjacentes, deverá ser constituído por tecido monofilar. Este tecido poderá ser substituído por espuma de poliéster em célula aberta.

Os espigões de alinhamento entre painéis por sua vez devem ter 300 mm de comprimento e 16 mm de diâmetro de aço maciço, lisos e galvanizados de acordo com a norma ASTM A123.

2.2.5 Interação entre o solo e os reforços

O papel da interação solo-reforço é no fundo estabilizar toda a massa de solo, fazendo com que esta em conjunto com os reforços seja um só bloco. Este processo é conseguido através das tensões tangenciais que se geram na interface entre o solo e o reforço e que são transferidas para os reforços como força de tracção que o solo não consegue suportar, como pode ser verificado na Figura 2-19.

Para que haja uma boa interação é necessário ter em conta as características granulométricas do solo, como já foi referido. Não sendo possível, a custos razoáveis, obter o material de aterro adequado, existem alguns trabalhos publicados dedicados ao estudo da interação solo-reforço para solos com partículas finas (Schlosser e Long, 1975 e Elias, 1979). Não sendo no entanto, do ponto de vista prático, procedimento corrente a utilização deste tipo de solos, reporta-se por isso o presente trabalho apenas ao comportamento de maciços de terra armada construídos com solos granulares.

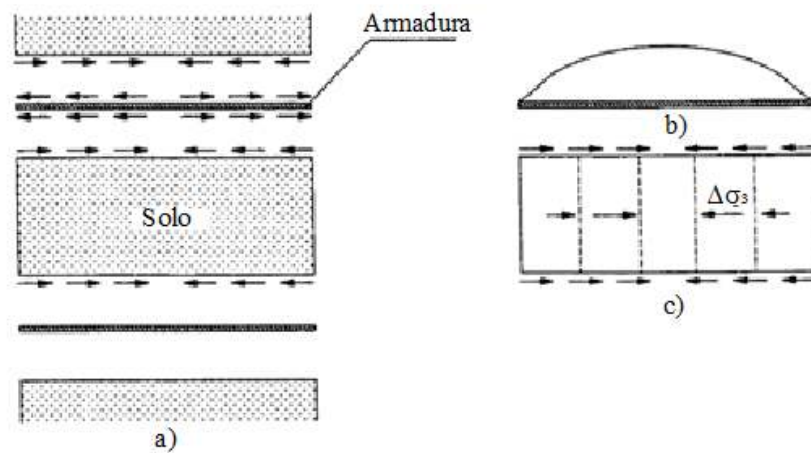


Figura 2-19 - Efeitos das armaduras no interior de um maciço reforçado: a) tensão tangencial nas interfaces solo-reforço; b) distribuição das tracções nos reforços; c) tensão de confinamento (Félix, 1991)

A falta de resistência nas interfaces solo-reforços pode levar ao colapso dos solos reforçados, assim como à rotura dos reforços, prevalecendo um ou outro dos modos dependendo do nível da tensão de confinamento. Se esta for inferior a um certo valor crítico, a rotura ocorre por falta de resistência das interfaces, no caso contrário, é a cedência dos reforços que condiciona o colapso do sistema.

2.3 APLICAÇÕES DA TERRA ARMADA

São vastas as aplicações da terra armada no domínio da engenharia civil. Com dimensões variáveis, dependentes do fim a que se destinam e das acções a que estão sujeitos, os muros de terra armada podem chegar a atingir alturas da ordem das duas dezenas de metros. A sua principal aplicação é em auto-estrada, em meio urbano e montanhoso, com vista à estabilização de taludes. Contudo estes muros também podem ser utilizados para ferrovias e estruturas industriais de todo o tipo.

Na Figura 2-20 e na Figura 2-21 estão esquematizados alguns exemplos representativos dos principais tipos de estruturas construídos usando esta técnica de reforço de solos. O primeiro exemplo é a aplicação destes muros como muros de contenção de terras, que são formados pelo paramento, pelos reforços e pelo aterro. O segundo é a sua aplicação como muros de encontros de viadutos, existindo em geral uma viga de apoio que recebe as acções do tabuleiro. Este tipo de muro é formado pelos mesmos constituintes dos muros de solo reforçados de contenção e por uma viga de apoio. Quanto à fundação da viga pode optar-se por uma das duas seguintes variantes fundamentais, ou assenta directamente sobre o maciço armado, ou apoia sobre pilares implantados no interior ou no exterior do maciço armado. Esta escolha depende, nomeadamente, de dois factores:

- dos assentamentos experimentados pelas vigas que, no caso de estas estarem fundadas directamente sobre o maciço armado, podem ser elevados quando comparados com os que ocorrem, caso se opte pela outra alternativa;
- dos valores das reacções de apoio que, sendo muito elevados, podem tornar pouco económica a primeira das soluções referidas ou mesmo inviabilizá-la.

Em viadutos isostáticos o apoio directo sobre os maciços armados pode constituir uma vantagem na medida em que se eliminam os assentamentos diferenciais entre aqueles e os aterros dos encontros. No caso em que as estruturas são hiperestáticas esta solução pode ficar inviabilizada por causa dos assentamentos diferenciais dos apoios do tabuleiro.

O terceiro esquema designado, na Figura 2-20, por plataforma para trânsito viário constitui apenas uma variante da contenção de terras. Sendo formado por dois paramentos paralelos ligados entre si pelos reforços são frequentemente utilizadas nas rampas de acesso a viadutos conforme se esquematiza no alçado.

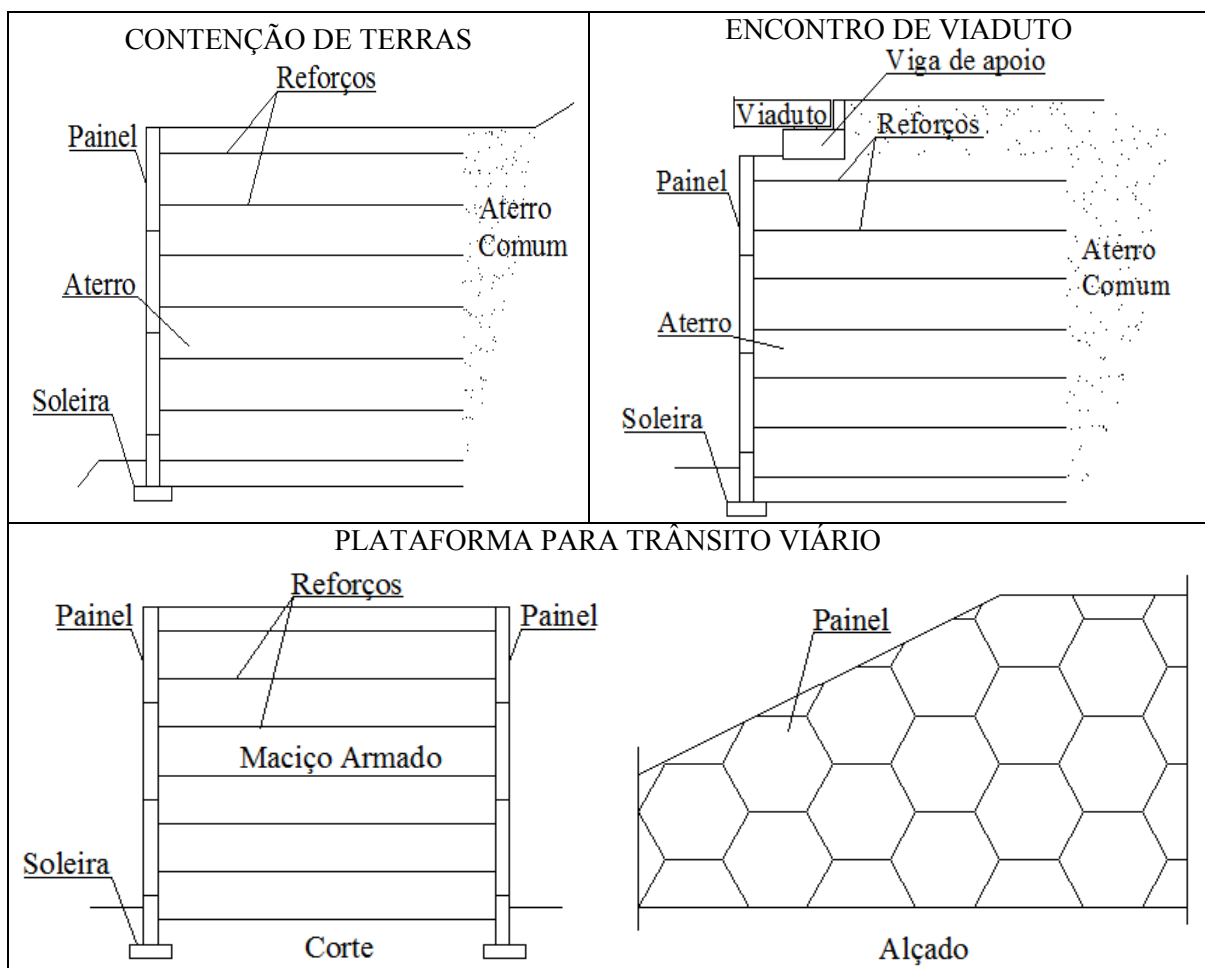


Figura 2-20 - Aplicações da Terra Armada 1 (adaptado de Félix, 1991)

A terra armada pode igualmente ser dimensionada de forma a resistir à acção de gruas em cais de carga-descarga (plataforma fortemente carregada) como representado no primeiro esquema da Figura 2-21. Pode ser utilizada em local seco ou então à beira-rio ou beira-mar (estruturas parcialmente submersas) como representado no quarto esquema. A sua elevada resistência às acções dinâmicas permite ainda a sua utilização como elemento protector dos impactos provocados por explosões (contenção de explosões) tal como esquematizado no segundo esquema. Finalmente, uma outra aplicação muito interessante esquematizada no terceiro esquema da Figura 2-21 diz respeito à execução de silos enterrados ou semi-enterrados para armazenamento de materiais granulares.

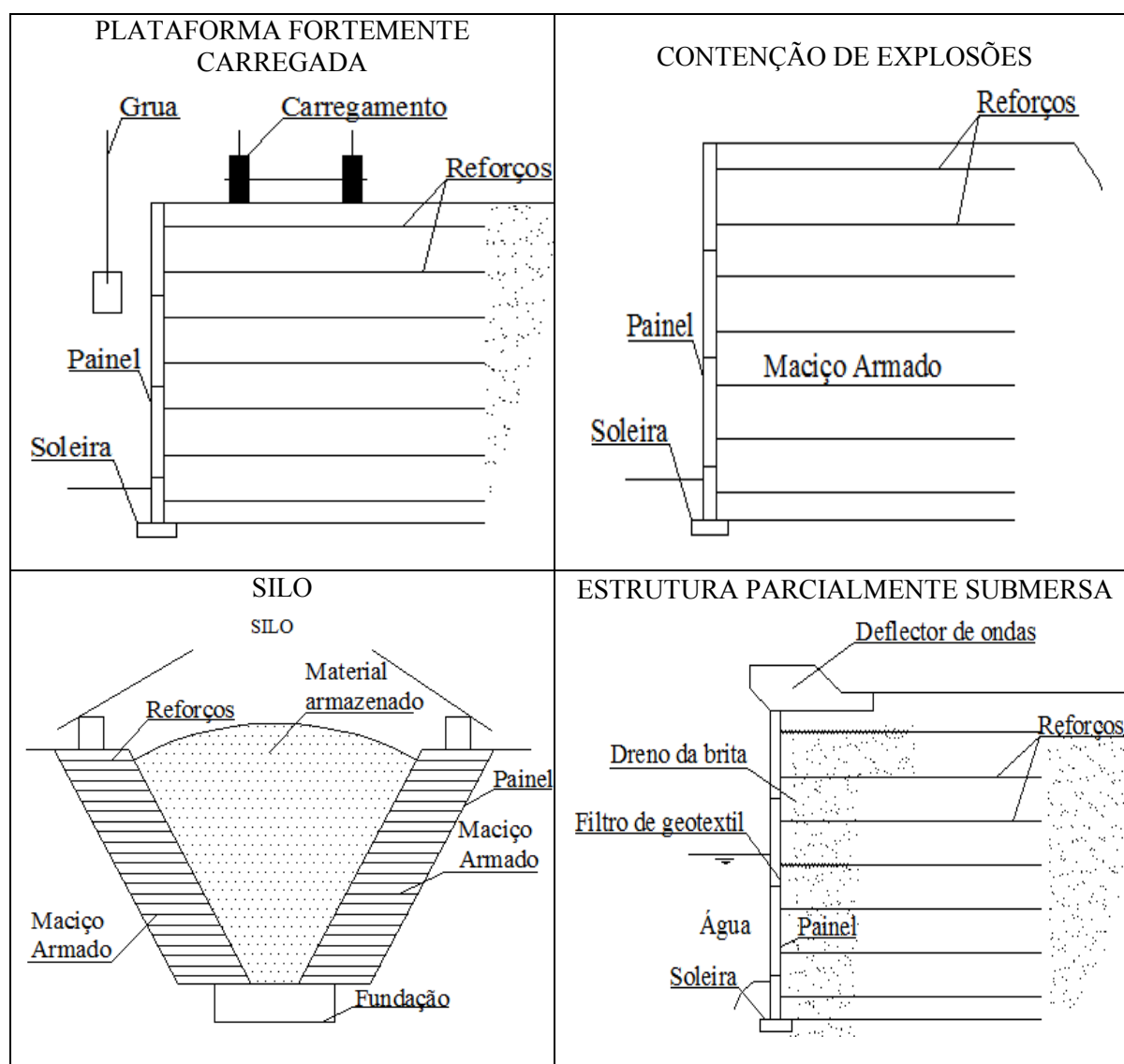


Figura 2-21 - Aplicações da Terra Armada 2 (adaptado de Félix, 1991)

Alguns outros sucessos deste tipo de estruturas incluem estruturas temporárias, que têm sido especialmente rentáveis, tais como desvios temporários necessários para projectos de reconstrução de vias, diques de solos reforçados, que foram utilizados como estruturas de contenção de água e resíduos e ainda utilizados no aumento da altura das barragens já existentes.

2.4 VANTAGENS E DESVANTAGENS DA SUA APLICAÇÃO

As principais vantagens da aplicação dos muros de solo reforçado em estruturas da engenharia civil resultam do seu processo construtivo e do seu comportamento, amplamente conhecidas. Estas podem resumir-se do seguinte modo:

- facilidade de montagem, mesmo em obras de grande altura;
- procedimentos de construção rápidos e que não necessitam de grandes equipamentos;
- eliminação de cofragens, andaimes, escoramentos, betonagens *in situ* e terraplanagens manuais;
- elevada flexibilidade dos paramentos, o que permite aos maciços adaptarem-se a fundações compressíveis, aceitando bem assentamentos diferenciais inadmissíveis para as soluções rígidas clássicas de betão armado;
- facilidade no tratamento estético do paramento;
- não requer mão-de-obra especializada;
- requerem uma menor área de preparação;
- necessitam de menos espaços na frente da estrutura para operações de construção;
- tecnicamente viáveis para alturas superiores a 25 m;
- custos reduzidos.

Para melhor demonstrar as vantagens da aplicação de estruturas de terra armada em vez de estruturas convencionais de betão armado, Legrand (1972) observou obras realizadas em França entre 1968-1972 por soluções de terra armada, em que se verificou que estas oferecem significativas vantagens a nível técnico e de custos relativamente a estruturas convencionais de betão, em locais onde o solo de fundação tem características fracas, pois para estruturas convencionais de betão seria necessário recorrer a fundações profundas, tal se mostra na Figura 2-22.

O primeiro caso representado diz respeito à contenção de terras em meio montanhoso, enquanto a solução em betão armado obrigaria à utilização de fundações profundas, que teriam de ser convenientemente dimensionadas às acções horizontais, a solução utilizada permitiu aumentar a segurança ao deslizamento e ainda conduziu a uma economia de 30%.

O segundo caso representa um encontro de um viaduto realizado em Thionville e implantado num terreno com fraca capacidade de carga, no entanto a utilização de terra armada conduziu a tensões de contacto com a fundação suficientemente reduzidas, sendo os assentamentos compatíveis, além disso a economia foi de 60%.

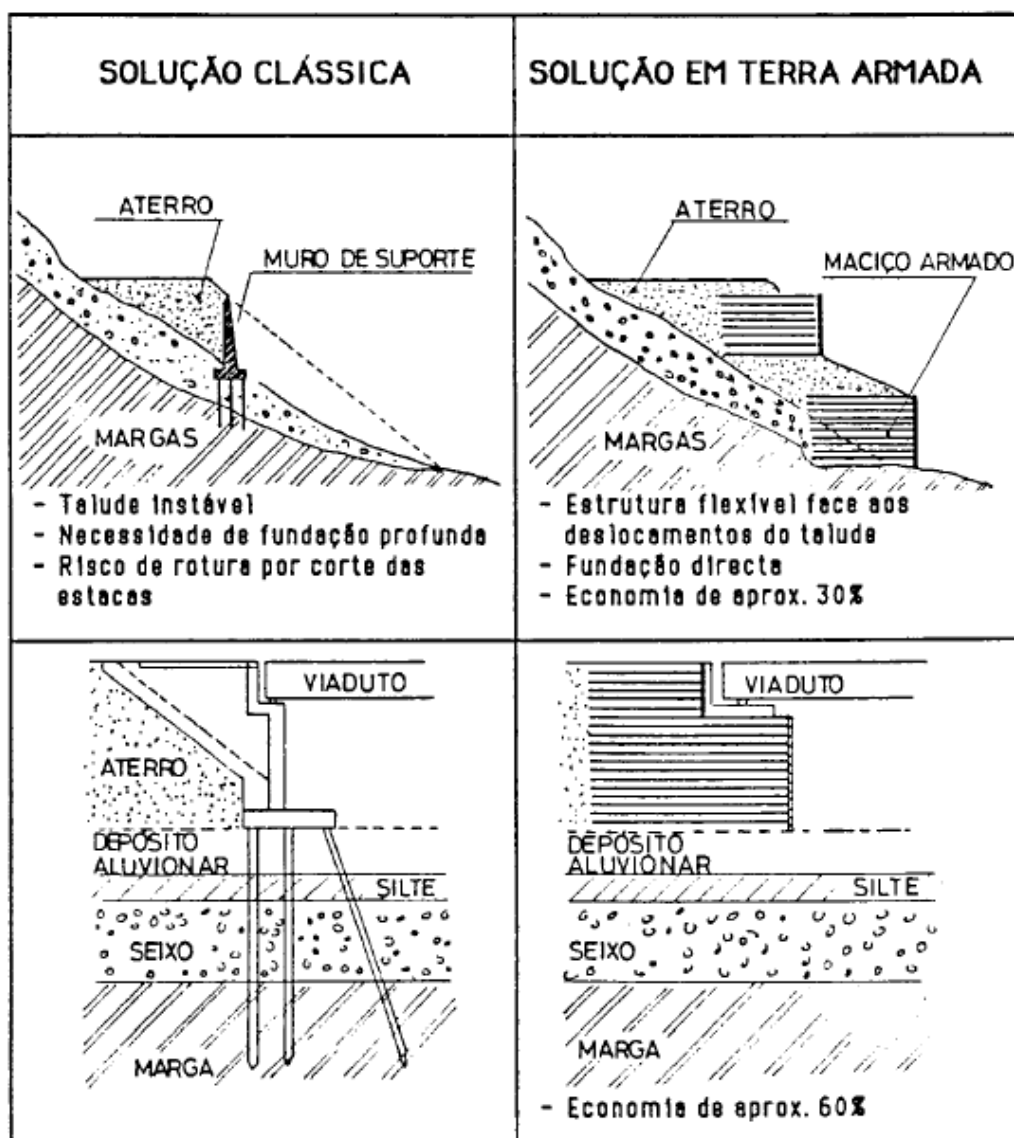


Figura 2-22 - Casos de obras realizadas em terra armada (adaptado de Legrand, 1972)

Existem também algumas desvantagens no uso deste tipo de muros, tais como exigirem:

- um espaço largo atrás da estrutura para se obter uma espessura de muro suficiente para a verificação da estabilidade interna e externa;
- aterros granulares seleccionados;
- critérios de projecto necessários para evitar a corrosão do aço dos elementos de reforço inextensíveis, a deterioração de certos elementos da face, tais como a potencial degradação dos reforços extensíveis no solo;
- projecto obrigando a uma partilha de responsabilidade entre os fornecedores de materiais, o fornecedor de aterro e uma maior participação de especialistas geotécnicos do domínio, muitas vezes denominadas de engenheiros estruturais.

Os muros de solos reforçados não devem ser utilizados quando:

- existirem ângulos salientes do muro em planta com abertura inferior a 70°;
- na zona reforçada forem previstas outras obras para além da drenagem;
- as armaduras forem sujeitas à acção de águas contaminadas, em geral com baixos valores de pH e altos teores de cloretos e sulfatos, ou quando sejam esperadas correntes eléctricas parasitas no terreno a uma distância do muro inferior a 60m;
- haja o risco de infraescavações da base do solo reforçado provocadas pela acção fluvial ou marítima.

2.5 PROCESSO CONSTRUTIVO

O processo construtivo de muros de terra armada é semelhante, tanto para a utilização de reforços inextensíveis, como extensíveis e traduz-se no seguinte:

- Implantação topográfica do desenvolvimento do muro.
- Execução do soco de nivelamento em betão simples (soleira), sobre o aterro devidamente compactado. Este pode também ser executado através da execução de uma “caixa” com 300 por 150 mm no terreno, servindo este como cofragem.

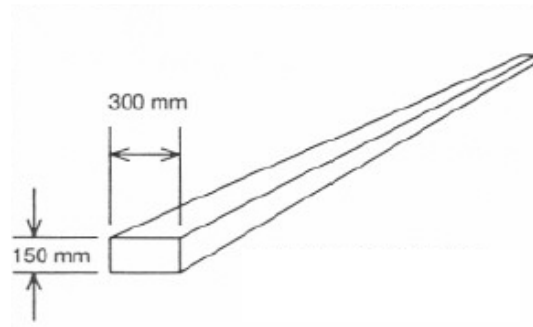


Figura 2-23 – Geometria do soco de nivelamento (VSL, 2008)

- Montagem do muro – de forma sequencial apoiada com uma grua, sendo a montagem executada de acordo com a numeração sequencial de painéis constante no projecto (Figura 2-24), depois da colocação dos painéis aplicam-se os geodrenos colados no tardo dos painéis, cada execução de um nível é acompanhada da colocação das camadas de aterro seleccionado, cuja compactação será executada e aprovada, antes da aplicação de cada nível de reforço, os quais serão ligados aos olhais salientes no tardo dos painéis, através de chaves simples de ligação (passadores).

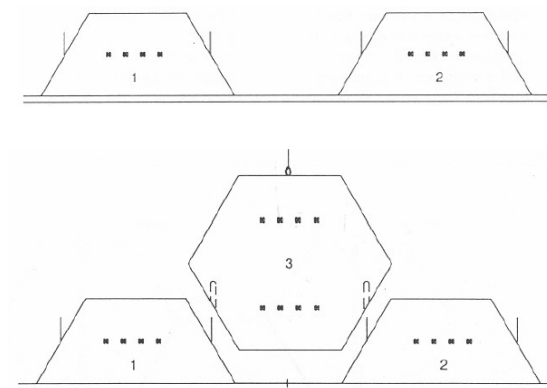


Figura 2-24 – Esquema da montagem dos painéis (VSL, 2008)

- Os acessórios de escoramento (vertical e outros) deverão acompanhar a sequência de montagem dos painéis, garantindo uma inclinação compatível com o efeito recuperador das diferentes camadas de aterro (cunhas de montagem), sendo a evolução da geometria do muro sistematicamente acompanhada. Na Figura 2-25 estão exemplificados alguns acessórios de escoramento.

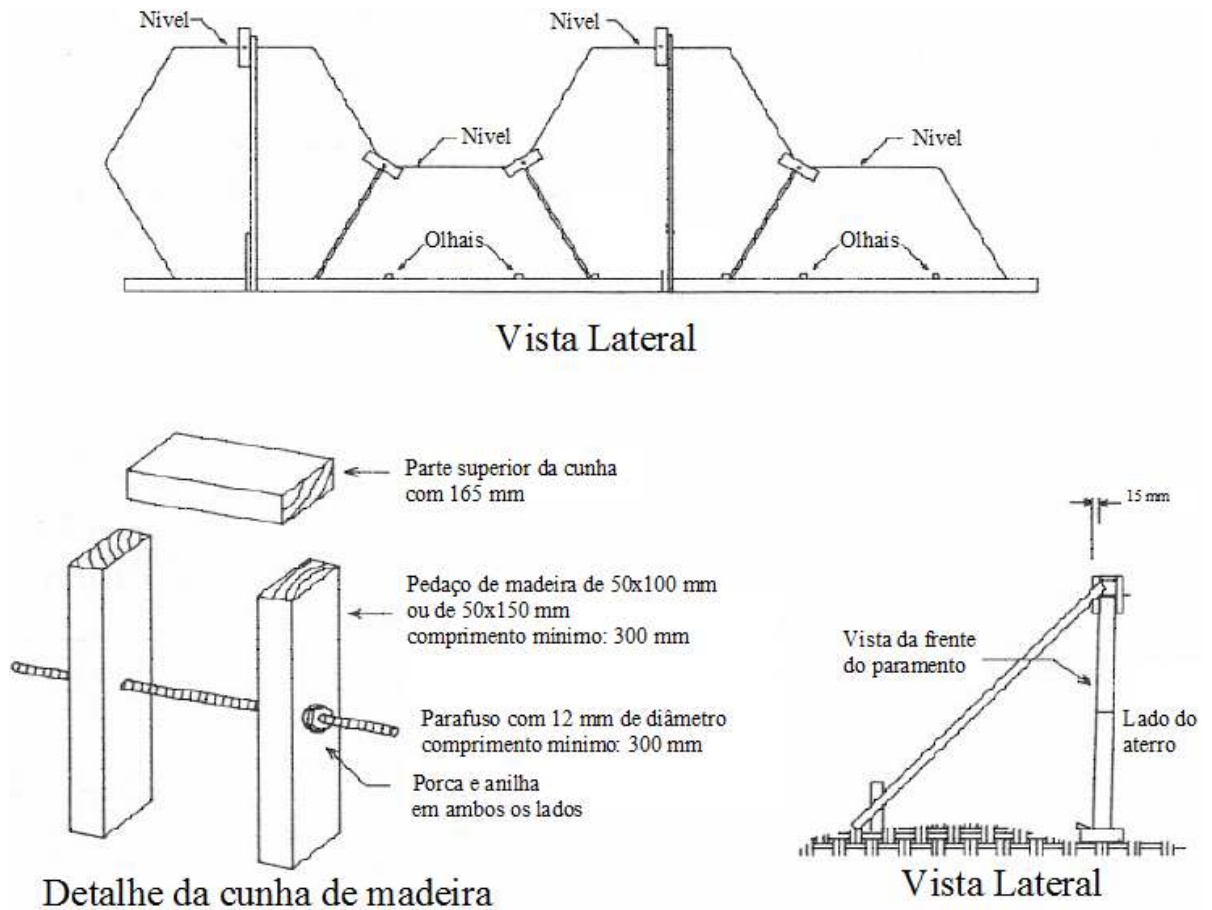


Figura 2-25 – Exemplificação dos acessórios de escoramento (VSL, 2008)

- Os painéis são “encaixados” entre si, de acordo com a sua geometria e sequência de montagem, sendo os apoios entre eles garantidos pelos apoios plásticos VSL (bearing pads), como se observa na Figura 2-26.

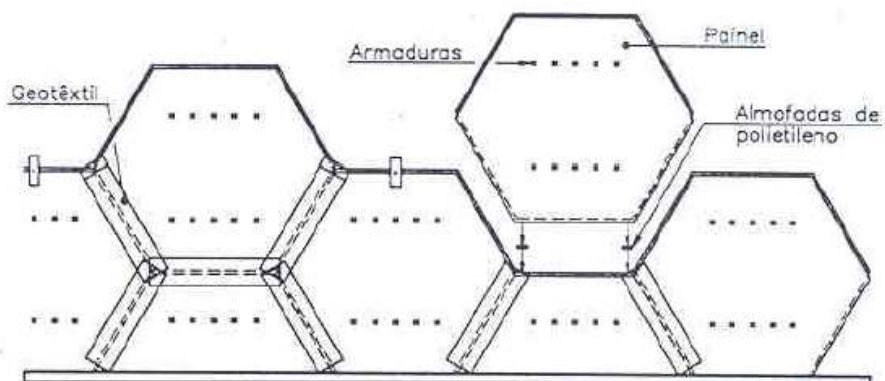


Figura 2-26 - Encaixe dos painéis (VSL, 2008)

- Remates e conclusão – após a conclusão da montagem do muro, será efectuada a realização do seu topo através de uma argamassa forte, de forma a permitir a posterior aplicação das cornijas pré-fabricadas. No tardo dos painéis, deverá ser executada uma caleira que assegure uma boa drenagem.

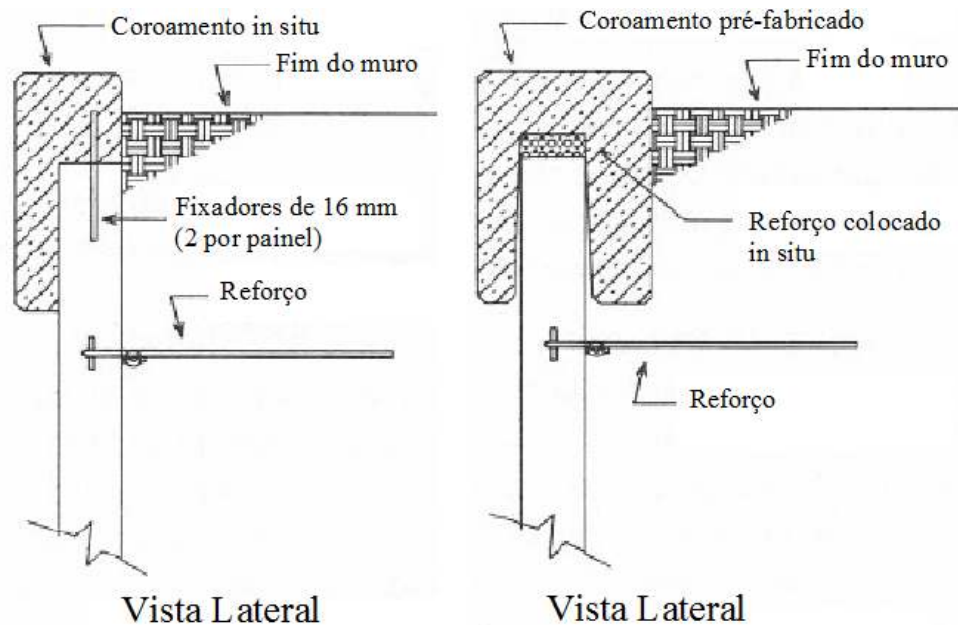


Figura 2-27 – Coroamento dos painéis (VSL, 2008)

- Finalmente, ao longo da base frontal do muro, deverá ser executada uma banquetta, com o aterro final existente, com uma altura de 1.40 m e uma superfície horizontal também de 1.40 m, de forma a inviabilizar a futura deterioração e descalçamento da sua fundação.

Capítulo 3.

DIMENSIONAMENTO

3.1 INTRODUÇÃO

O projecto de um muro de terra armada exige três tipos de verificações: análise da estabilidade externa, que assegura que a massa do solo estabilizada resiste às acções externas às quais foi submetida, a análise da estabilidade interna, que verifica a transferência de esforços entre o solo e os reforços e a análise da estabilidade global do maciço, que consiste em analisar a zona que envolve a obra e a sua vizinhança, verificando que a tensão de corte desenvolvida ao longo da superfície de deslizamento é inferior à tensão de corte do solo.

O capítulo apresenta os métodos de cálculo para se verificar a análise da estabilidade externa, interna e global dos muros para o caso estático e sísmico e para os reforços inextensíveis e extensíveis. Para a análise da estabilidade externa podem ser utilizadas duas normas distintas, para calcular o deslizamento, derrubamento e rotura da fundação, uma é a norma AASHTO, na qual se utilizam factores de segurança globais, e outra é o EC7, que utiliza coeficientes de segurança parciais. Na análise da estabilidade interna utiliza-se a norma AASHTO, que é a norma utilizada pela VSL, para se verificar a rotura e o arranque dos reforços, uma vez que no EC7 esta não é referida. No caso da análise da estabilidade global são utilizados métodos de equilíbrio limite, em que se considera um mecanismo de colapso arbitrário e se procede ao equilíbrio das forças e/ou momentos aplicados no bloco definido pelo mecanismo e, a segurança é verificada utilizando o EC7.

Para o efeito, no presente capítulo, apresentam-se os parâmetros geométricos do muro e as propriedades do solo necessárias para a verificação da estabilidade externa e interna. Apresentam-se em seguida os cálculos das acções a actuar no maciço, para o caso estático e sísmico, para a análise da estabilidade externa e, para a análise da estabilidade interna apresentam-se os parâmetros

geométricos e propriedades dos reforços inextensíveis e extensíveis, assim como as tensões a actuar nos reforços, a força de inércia da massa de solo reforçada e os factores necessários para determinar a resistência ao arranque dos reforços. Para ter em conta a acção sísmica apresenta-se o modo de cálculo dos coeficientes sísmicos segundo o EC8.

Depois de considerados os parâmetros e acções de cálculo, são apresentados os procedimentos para verificar a segurança em relação à estabilidade externa e em relação à estabilidade interna e no caso da análise da estabilidade global é apresentado o método para simular a acção dos reforços. Os procedimentos e fórmulas apresentadas são baseados nas nomenclaturas usadas pela empresa VSL.

3.2 PARÂMETROS DE CÁLCULO

3.2.1 Parâmetros gerais

Apresentam-se, na Figura 3-1, os parâmetros gerais dos muros de solos reforçados, nomeadamente a sua geometria e as propriedades do solo.

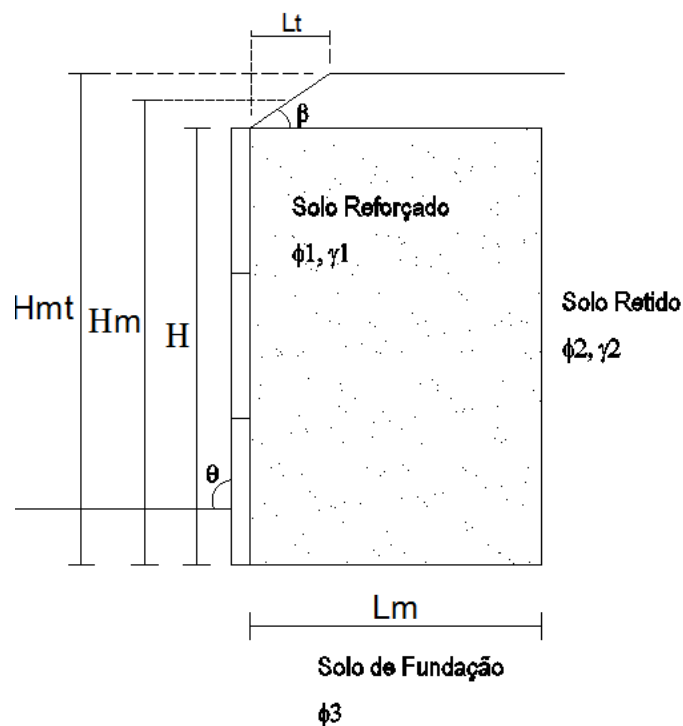


Figura 3-1 - Esquema de um muro de solos reforçados, com a representação dos ângulos

Parâmetros gerais da obra que são comuns para qualquer tipo de obra e de reforço:

H – Altura do muro

H_m – Altura fictícia que permite transpor certas regras de dimensionamento dos muros verticais sem talude horizontal para muros de geometria mais complexa

H_{mt} – Altura da base do muro ao topo do talude
 L_m – Comprimento dos reforços
 L_t – Comprimento da zona do talude
 b_p – Largura dos painéis
 h_p – Altura dos painéis
 β – Ângulo de inclinação do talude
 θ – Ângulo que o paramento faz com a horizontal

Propriedades dos solos envolvidos no dimensionamento:

γ_1 – Peso volúmico do solo reforçado
 ϕ_1 – Ângulo de resistência ao corte do solo reforçado
 γ_2 – Peso volúmico do solo retido
 ϕ_2 – Ângulo de resistência ao corte do solo retido
 ϕ_3 – Ângulo de resistência ao corte do solo de fundação
 δ_m – Ângulo de resistência ao corte entre o solo reforçado e o solo retido

3.2.2 Parâmetros para a análise da estabilidade externa

Na Figura 3-2 observam-se as acções a actuar no maciço para a análise da estabilidade externa, caso estático e sísmico. Estas acções incluem o peso do solo, a força de inércia da massa de solo reforçado e os impulsos estáticos e sísmicos, calculados pela teoria de Rankine.

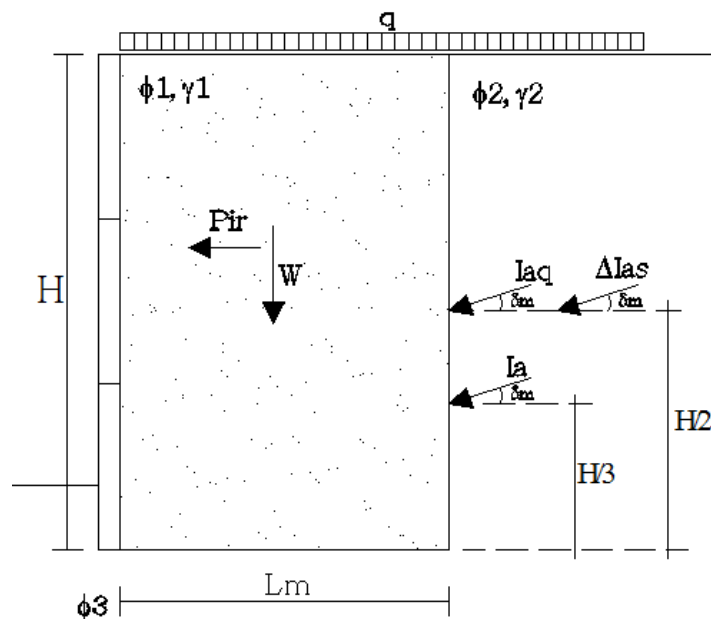


Figura 3-2 - Estado de carga típico para o caso estático e sísmico

Cargas aplicadas no maciço:

- Peso da cunha de solo, W

$$W = H \cdot L_m \cdot \gamma_1 \quad (3.1)$$

- Força de inércia da massa de solo reforçado, P_{ir}

$$P_{ir} = 0.5 \cdot W \cdot k_h \quad (3.2)$$

em que:

- k_h , coeficiente sísmico referido em seguida no capítulo 3.2.4

Impulsos activos:

- Impulso activo do solo estático, I_a

$$I_a = (0.5 \cdot k_a \cdot \gamma_1 \cdot H^2) \quad (3.3)$$

- Impulso activo de sobrecarga, I_{aq}

$$I_{aq} = q \cdot H \cdot k_a \quad (3.4)$$

- Impulso sísmico de Mononobe-Okabe, I_{as}

$$I_{as} = 0.5 \cdot k_{aMO} \cdot \gamma_2 \cdot H^2 \quad (3.5)$$

- Acréscimo do impulso sísmico, ΔI_{as}

$$\Delta I_{as} = I_{as} - I_a \quad (3.6)$$

Para o cálculo dos impulsos, estático e sísmico, é necessário calcular os respectivos coeficientes de impulsos, que são determinados considerando paramentos verticais:

- Coeficiente de impulso estático segundo Coulomb, k_a

$$k_a = \frac{\sin^2(90 + \phi_2)}{\sin(90 - \delta_m) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_2 + \delta_m) \cdot \sin(\phi_2 - \beta_c)}{\sin(90 - \delta_m) \cdot \sin(90 + \beta_c)}} \right]^2} \quad (3.7)$$

- Coeficiente de impulso sísmico segundo Mononobe-Okabe, k_{aMO}

$$K_{aMO} = \frac{\sin^2(90 + \phi_2 - \theta_2)}{\cos(\theta_2) \cdot \sin(90 - \delta_m - \theta_2) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_2 + \delta_m) \cdot \sin(\phi_2 - \theta_2 - \beta_c)}{\sin(90 - \delta_m - \theta_2) \cdot \sin(90 + \beta_c)}} \right]^2} \quad (3.8)$$

em que, segundo o EC8 e a norma AASHTO:

- $tg(\theta_2) = \frac{k_h}{1-k_v}$, considera-se $k_v=0$, fica $\theta_2 = arctg(k_h)$
- $\beta_c = arctg\left(\frac{L_t \cdot \sin\beta}{2 \cdot H}\right)$ se $L_t < 2 \cdot H_m$
- $\beta_c = \beta$ se $L_t > 2 \cdot H$

3.2.3 Parâmetros para a análise da estabilidade interna

Para a análise da estabilidade interna, torna-se necessário considerar, separadamente, os parâmetros geométricos e as propriedades dos reforços inextensíveis e extensíveis. Na Figura 3-3 apresenta-se uma vista lateral de um muro de solos reforçados que tem o mesmo aspecto para os reforços inextensíveis e extensíveis. Pode ainda observar-se vários níveis de reforços onde a profundidade de cada um é dada por z .

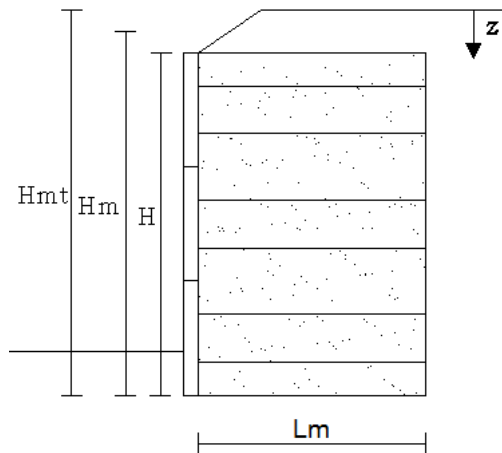


Figura 3-3 - Vista lateral de um muro de solo reforçado

Na Figura 3-4 estão representados os parâmetros geométricos dos reforços inextensíveis e em seguida apresenta-se a lista dos parâmetros geométricos e das propriedades dos reforços.

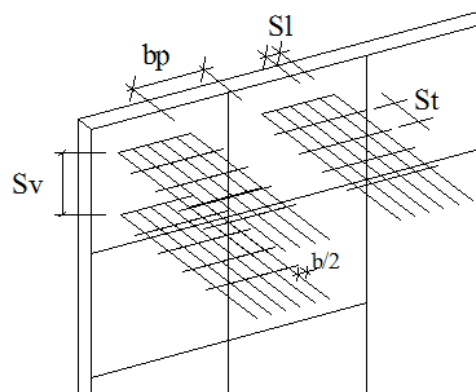


Figura 3-4 – Parâmetros geométricos dos reforços inextensíveis

σ_f – Tensão de fluência do aço

S_v – Afastamento vertical entre reforços

b_p – Afastamento horizontal entre reforços (igual à largura do painel)

S_t – Afastamento das barras transversais

\varnothing_t – Diâmetro das barras transversais

S_l – Afastamento horizontal entre barras longitudinais

\varnothing_l – Diâmetro das barras longitudinais

b – Comprimento extra das barras transversais para as soldaduras não rebentarem

n - Número total de reforços por nível

α – Factor de correcção do efeito de escala para ter em conta a redução não linear da tensão nos reforços altamente extensíveis ($\alpha = 1$, norma AASHTO, 2005)

C – Factor de área geométrica do reforço para considerar as duas faces dos reforços ($C = 2$, norma AASHTO, 2005)

r_p – Recobrimento perdido devido à corrosão.

O recobrimento, r_p , é calculado com base na norma AASHTO. No Quadro 3-1 pode observar-se o valor do recobrimento perdido que depende do período de vida útil, que é de 75 anos para muros de terra armada com função de suporte de terras, e de outros factores que dependem também do período de vida útil, portanto o valor do recobrimento perdido só se altera se o período de vida útil alterar.

Quadro 3-1 - Espessura de recobrimento perdido ao longo da vida útil dos reforços inextensíveis

Vida útil (anos)	75
Recobrimento da galvanização (mm)	0.087
Taxa inicial de galvanizado perdido (mm/ano)	0.015
Taxa final de galvanizado perdido (mm/ano)	0.004
Taxa de aço perdido (mm/ano)	0.012
Duração do período inicial do galvanizado (ano)	2.00
Duração do galvanizado (anos)	16.25
Recobrimento perdido, r_p (mm)	1.41

Na Figura 3-5 observam-se os parâmetros geométricos dos reforços extensíveis e em seguida apresenta-se a lista dos parâmetros geométricos e das propriedades dos reforços.

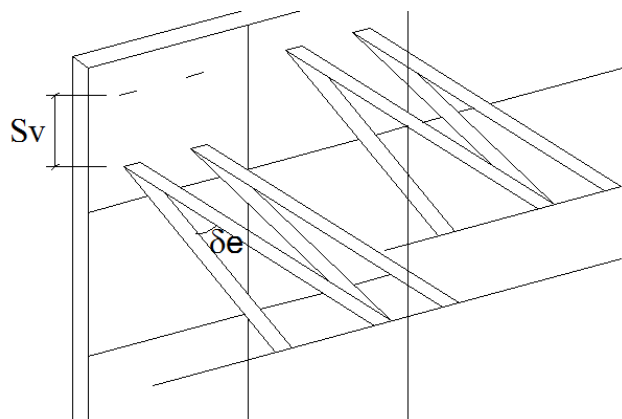


Figura 3-5 – Parâmetros dos reforços extensíveis

R_u - Resistência última dos reforços extensíveis, que depende do tipo de reforço e se pode observar no Quadro 3-2.

Quadro 3-2 – Resistência última dos reforços extensíveis

Tipo de Banda	R_u (kN)
FS-30	30
FS-50	50
FS-70	70
FS-100	100

S_v – Afastamento vertical entre reforços

δ_e – Ângulo de abertura das bandas

n - Número total de reforços por nível

α – Factor de correcção do efeito de escala ($\alpha = 0.6$, norma AASHTO, 2005)

C – Factor de área geométrica do reforço ($C = 2$, norma AASHTO, 2005)

RF – Factor de redução da resistência dos reforços (norma AASHTO, 2005)

- RF_{ID} – Factor de redução devido às possíveis danificações que se introduzem nas bandas aquando da sua instalação.
- RF_{CR} – Factor de redução que provém da rotura a longo prazo devido à fluência (deformação ao longo do tempo quando sujeito a cargas permanentes).
- RF_D – Factor de redução que introduz o efeito de degradação química e biológica do reforço.

Ainda para a análise da estabilidade interna é necessário determinar as tensões horizontais a actuar nos reforços, representado na Figura 3-6.

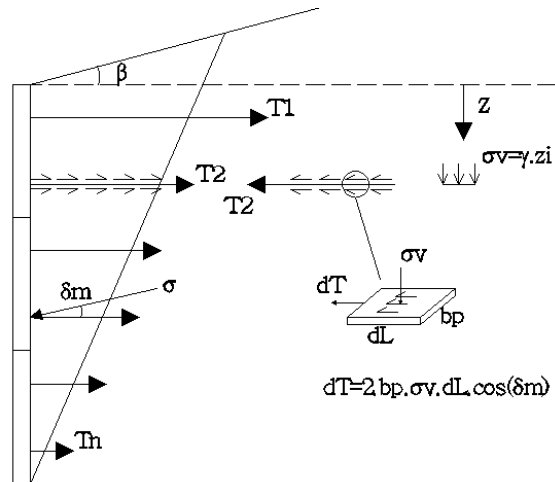


Figura 3-6 - Esquema das tensões a actuar nos reforços

O cálculo das tensões difere caso se esteja a analisar a segurança à rotura ou ao arranque dos reforços. No primeiro, ao contrário do segundo, considera-se a acção da sobrecarga uma vez que a rotura dos reforços é mais desfavorável quando a tensão é maior. Para o cálculo das tensões é necessário determinar os coeficientes de impulso lateral. Estes diferem dos impulsos correspondentes à teoria de Rankine sendo mais semelhantes aos impulsos associados a muros que se deformam por rotação em torno do topo. Schlosser (1978) evidenciou este tipo de comportamento, o que o levou a adoptar uma variação dos coeficientes de impulso correspondente ao que se observa na Figura 3-7.

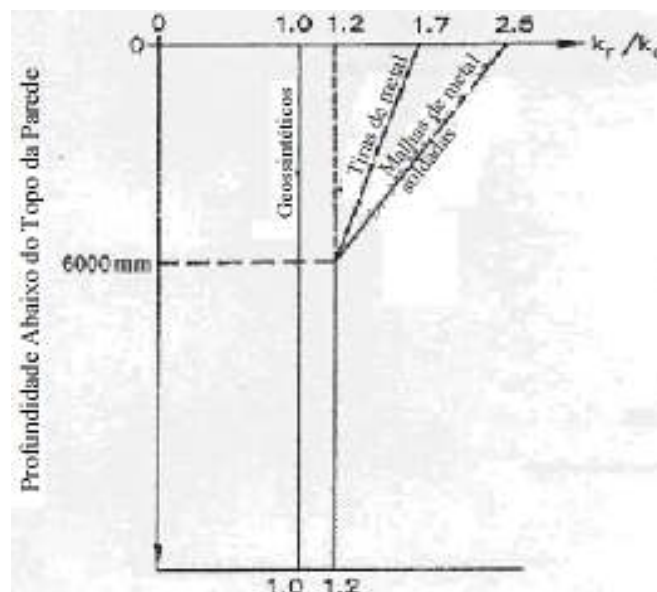


Figura 3-7 - Variação da razão entre coeficientes de pressão lateral K_r/K_a com a profundidade em muros de solos reforçados (adaptado de Martins, 2009)

Pela observação da Figura 3-7, para os reforços inextensíveis, o coeficiente de impulso lateral varia em altura e é dado pela seguinte expressão:

$$\text{Se } z > 6m: k_r(z) = 1.2 \cdot k_a \quad (3.9)$$

$$\text{Se } z < 6m: k_r(z) = \left(2.5 + \left(\frac{1.2-2.5}{6}\right) \cdot z_i\right) \cdot k_a \quad (3.10)$$

Já para os reforços extensíveis, o coeficiente lateral é constante em altura e é determinado pela seguinte expressão:

$$k_r = k_a \quad (3.11)$$

As tensões a actuar ao nível de cada reforço e os incrementos de tensões dinâmica, ou seja, a força de inércia da massa de solo são os seguintes:

- Tensão horizontal para o cálculo da rotura, $\sigma_{hri}(z)$

$$\sigma_{hri}(z) = k_r \cdot (\gamma_1 \cdot z_i + q_t) \quad (3.12)$$

- Tensão horizontal para o cálculo do arranque, $\sigma_{hai}(z)$

$$\sigma_{hai}(z) = k_r \cdot (\gamma_1 \cdot z_i) \quad (3.13)$$

- Força de inércia da massa de solo deslocada, P_i

$$P_i = 0.15 \cdot k_h \cdot H_1 \cdot \left(\frac{H_1}{2} + H_m\right) \gamma_1 \cdot b_p \quad (3.14)$$

$$\text{em que: } H_1 = H_m + \frac{\text{tg}(\beta_c) \cdot 0.3 \cdot H_m}{(1-0.3) \cdot \text{tg}(\beta_c)} \quad (3.15)$$

Para o cálculo da resistência ao arranque dos reforços é necessário determinar a largura efectiva, os factores de resistência ao arranque e a razão do recobrimento dos reforços. Estes parâmetros são determinados para todos os níveis de reforços e podem variar em altura.

A largura efectiva varia em altura para os reforços inextensíveis e é dada pela seguinte expressão:

$$\text{Se } z < H/2: L_{ef} = L_m - 0.3 \cdot H_1 \quad (3.16)$$

$$\text{Se } z > H/2: L_{ef} = L_m - 0.6 \cdot (H_1 - z_i) \quad (3.17)$$

Para os reforços extensíveis esta é constante em altura e dada pela seguinte expressão:

$$L_{ef} = L_m - (H_m - z_i) \cdot \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_1}{2}\right) \quad (3.18)$$

Na Figura 3-8 apresenta-se um gráfico com os valores do factor de resistência ao arranque dos reforços ou factores de ancoragem, para os reforços inextensíveis e extensíveis.

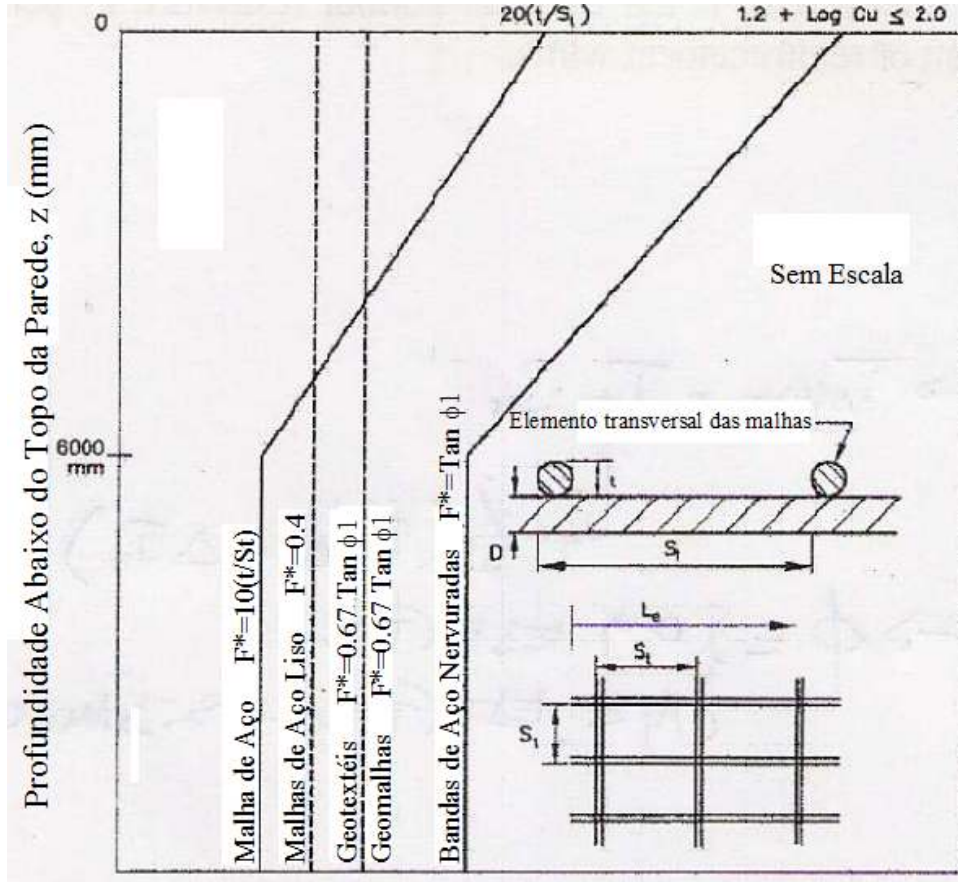


Figura 3-8 - Valores padrão para a variação do factor de ancoragem (adaptado de Martins, 2009)

Pela observação da Figura 3-8 obtêm-se a expressão do factor de resistência ao arranque dos reforços inextensíveis para o caso estático, que varia em altura e é a seguinte:

$$\text{Se } z \geq 6m: F^*(z) = 10 \cdot \frac{\phi_t(z)}{St(z)} \quad (3.19)$$

$$\text{Se } z < 6m: F^*(z) = \left(20 + \frac{(10-20)}{6} \cdot z\right) \cdot \frac{\phi_t(z)}{St(z)} \quad (3.20)$$

Para os reforços extensíveis, o factor de resistência ao arranque é constante em altura e é dado pela seguinte expressão:

$$F^*(z) = 0.67 \cdot \text{tg}(\phi_1) \quad (3.21)$$

Para considerar a acção sísmica, as expressões apresentadas anteriormente do factor de resistência ao arranque são multiplicadas por 0.8 tanto para os reforços inextensíveis como para os reforços extensíveis, tendo a seguinte expressão:

$$F_s^*(z) = 0.8 \cdot F^*(z) \quad (3.22)$$

A razão de recobrimento para os reforços inextensíveis é dada pela seguinte expressão:

$$R_c(z) = \frac{(S_L \cdot (n-1) + b)}{b_p} \quad (3.23)$$

E para os reforços extensíveis é dada pela seguinte expressão:

$$R_c(z) = \frac{0.09 \cdot n \cdot b_p}{b_p} \quad (3.24)$$

3.2.4 Coeficiente sísmico

A resposta dinâmica dos muros de suporte é bastante complexa. Deformações e tensões resultantes na estrutura de suporte irão depender, entre outros factores, da resposta do solo que se encontra sob a base do muro, da resposta do maciço suportado, da massa e da rigidez da estrutura, do seu período próprio e da natureza das acções sísmicas. Relativamente aos muros de suporte de solos estabilizados mecanicamente (muros de terra armada) pode dizer-se que estes apresentam condições intrínsecas ajustadas a um adequado comportamento às acções sísmicas com custos compatíveis.

Para o dimensionamento sísmico são utilizados métodos pseudo-estáticos cuja aplicação visa a determinação de coeficientes de segurança para os vários mecanismos de rotura que poderão ocorrer. Para o efeito da análise pseudo-estática, a acção sísmica deve ser representada por um conjunto de forças estáticas horizontais e verticais iguais ao produto das forças gravíticas por um coeficiente sísmico.

Utilizando o EC8, o coeficiente sísmico horizontal, k_h , recomendado, na ausência de estudos específicos, é o seguinte:

$$k_h = \alpha \frac{S}{r} \quad (3.25)$$

em que:

- α – Razão entre o valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A, a_g , e a aceleração devida à gravidade g
- S – Coeficiente do solo
- r – Coeficiente para o cálculo do coeficiente sísmico horizontal

Quadro 3-3 - Valores de cálculo do coeficiente r para o cálculo do coeficiente sísmico horizontal (NP EN 1998-1, 2010)

Tipo de estrutura de suporte	r
Muros de gravidade livres que admitam um deslocamento até $d_r \leq 300\alpha \cdot S$ (mm)	2
Muros de gravidade livres que admitam um deslocamento até $d_r \leq 200\alpha \cdot S$ (mm)	1,5
Muros de betão armado em flexão, muros ancorados ou contraventados, muros de betão armado fundados em estacas verticais, paredes de caves travadas e encontros de pontes	1

Ainda segundo o EC8 estes coeficientes sísmicos serão considerados constantes em altura, excepto no caso de estruturas de altura superior a 10 m em que poderá ser efectuada uma análise unidimensional da propagação vertical das ondas de corte ao longo do maciço suportado, como indicado no Anexo A, podendo adoptar-se um valor médio α das acelerações máximas obtidas ao longo da altura do muro.

Relativamente ao coeficiente sísmico vertical, segundo o EC8 e a norma AASHTO (2005), para muros que não sejam de gravidade, este pode ser considerado nulo, uma vez que, se não for nulo, implicaria admitir que os valores de pico da aceleração vertical e horizontal ocorrem simultaneamente.

- **Determinação da distribuição das acelerações no maciço suportado**

Como referido, para alturas superiores a 10m, as características da acção sísmica tendem a modificar-se em altura relativamente à aceleração máxima da perturbação sísmica actuante na base do maciço suportado. De facto, a resposta da camada é função das suas características de deformabilidade dinâmica e das características de amortecimento compatíveis com os níveis de deformação induzidos pelas perturbações sísmicas. Além disso, a distribuição das acelerações em altura, num dado instante, é variável, ou seja, a aceleração não atinge o valor de pico em todos os pontos do maciço em simultâneo.

Para a avaliação da resposta tendo em conta as características de deformabilidade dinâmicas e dos amortecimentos compatíveis com os níveis de deformação induzidos no conjunto muro-solo suportado, pode assemelhar-se, simplificada, este conjunto a uma camada semi-infinita assente numa base rígida como se esquematiza Figura 3-9.

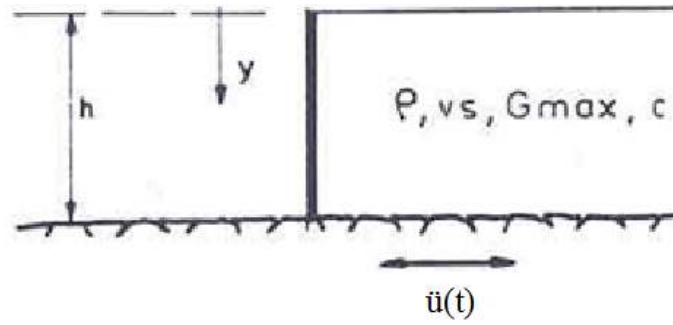


Figura 3-9 – Camada semi-infinita em base rígida

Admitindo para o solo um comportamento elástico linear, o que é aproximadamente verdadeiro para pequenos níveis de distorção, a equação do movimento para a vibração de uma camada semi-infinita, de espessura h , actuada na base por uma acção sísmica horizontal $\ddot{u}(t)$, como uma viga elástica unidimensional ao corte, apresenta a seguinte forma:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + \beta \frac{\partial u}{\partial t} - v_s^2 \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = -\ddot{u}_g(t) \quad (3.26)$$

em que:

- u – Deslocamento relativo à profundidade z e instante t
- β – Coeficiente de amortecimento à profundidade z
- v_s – Velocidade de propagação das ondas transversais

De referir que o parâmetro de comportamento elástico (módulo de distorção G) para rigidez constante em profundidade, está directamente relacionado com a velocidade de propagação das ondas de corte v_s através da expressão:

$$G = \rho v_s^2 \quad (3.27)$$

em que:

- G – Módulo de distorção
- ρ – Massa específica

Uma vez conhecidos os deslocamentos relativos $u(z,t)$, com base na solução da equação do movimento proposta por Ambraseys (1958), é possível determinar, por simples derivações em ordem ao tempo, os resultados em termos de velocidades relativas e acelerações relativas:

$$\ddot{u}(z,t) = \frac{\partial^2}{\partial t^2} u(z,t) \quad (3.28)$$

Os resultados em termos de deslocamentos, velocidades e acelerações absolutas obtêm-se a partir da soma com os valores de deslocamentos, velocidades e acelerações sísmicas na base.

As distorções, $\gamma(z,t)$, são obtidas a partir da derivação dos deslocamentos relativos em ordem à profundidade:

$$\gamma(z,t) = \frac{\partial}{\partial z} u(z,t) \quad (3.29)$$

Analizados separadamente os diferentes modos de vibração, a resposta do sistema original pode ser obtida através da sobreposição das diferentes formas modais, multiplicadas pelas respectivas amplitudes, com base na solução de Ambraseys (1958).

Os resultados tomam assim a forma geral:

$$u(z,t) = \sum_{n=1}^{\infty} L_n \phi_n(z) X_n(t) \quad (3.30)$$

em que:

- L_n e $\phi_n(z)$ – são vectores de participação modal para o modo n (coeficiente de forma), função unicamente das propriedades físicas da estrutura geotécnica;
- $X_n(t)$ – resposta do oscilador linear de um grau de liberdade do modo n (amplitude modal), função da solicitação na base e das características de amortecimento das estruturas geotécnicas

Na prática propõe-se o seguinte procedimento de cálculo das respostas associadas ao modo n ($n=1,2,3$) em termos do espectro de acelerações da perturbação sísmica da base:

- Cálculo dos períodos de ordem n (ou das respectivas frequências), determinando-se as acelerações espectrais A_n correspondentes a cada período

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} = \frac{2\pi H}{a_n v_s} = \frac{4H}{(2n-1)v_s} \quad (3.31)$$

em que:

- ω_n – Frequência angular de propagação
- H – Espessura total da camada considerada
- $a_n = (2n-1) \frac{\pi}{2} a_n$

Na falta de um espectro adequado, pode recorrer-se ao espectro de resposta elástica do EC8.

- Cálculo dos factores de participação de cada modo:

Solução de Ambraseys, 1958 ($z = 0$ no topo da camada)

$$\phi_n(z) = \cos\left(a_n \frac{z}{H}\right) = \cos\left(\frac{\omega_n z}{v_s}\right) \quad (\text{em radianos}) \quad (3.32)$$

$$L_n = \frac{2}{a_n \cdot \sin a_n} \quad (\text{em radianos}) \quad (3.33)$$

Aceleração relativa:

$$\ddot{u}_n(z, t) = \frac{\partial^2 u_n(z, t)}{\partial t^2} = L_n \phi_n(z) \ddot{u}_n(t) \quad (3.34)$$

$$|\ddot{u}_n(z, t)|_{\text{máx}} = L_n \phi_n(z) A_n \quad (3.35)$$

Combinação das respostas modais

É utilizada a combinação quadrática simples para obter o valor máximo das acelerações à profundidade z:

$$|\ddot{u}(z, t)|_{\text{máx}} = \sqrt{\sum_{n=1}^i (L_n \phi_n(z) \cdot A_n)^2} \quad (3.36)$$

Mineiro (1975) sugere que a resposta no domínio não linear pode ser avaliada através de um método simplificado, fazendo intervir, por um processo iterativo, os valores do módulo de distorção G e do amortecimento (β), compatíveis com a distorção média equivalente:

$$(\gamma_{\text{méd}})_{\text{eq}} = 0,65 \cdot \overline{\phi}_I(z) \cdot \frac{H}{v_s^2} \cdot A_1 \quad \text{com} \quad \overline{\phi}_I(z) = 0,5057 \quad (3.37)$$

- Existem na bibliografia várias curvas ($G/G_{\text{máx}}$, γ) e (β , γ) para diferentes tipos de solos que permitem fazer essa compatibilização. Referem-se as curvas propostas por Makdisi e Seed (1977), que se podem observar na Figura 3-10.

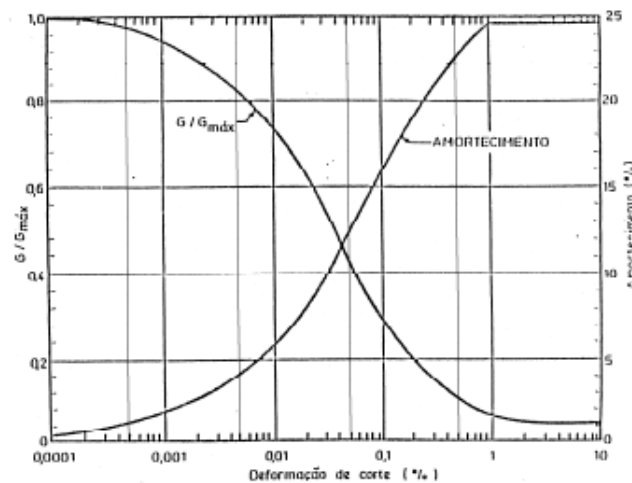


Figura 3-10 - Variação do $G/G_{\text{máx}}$ e do coeficiente de amortecimento com a deformação de corte (segundo Makdisi e Seed, 1977)

Fazendo a análise unidimensional da propagação vertical das ondas de corte ao longo do maciço suportado, utilizando os espectros de resposta elástica e as acelerações à superfície do terreno, preconizadas no EC8, obtém-se o coeficiente sísmico dado pela expressão 3.25 para qualquer altura dos muros.

Da análise unidimensional da propagação vertical das ondas de corte ao longo do maciço, realizado no Anexo A, resultam, uma vez que foi considerada a acção sísmica do tipo 2 como sendo a mais desfavorável, os valores do coeficiente sísmico, segundo o EC8, apresentados no Quadro A - 4.

3.3 ANÁLISE DA ESTABILIDADE EXTERNA

3.3.1 Generalidades

A análise da estabilidade externa consiste na verificação ao deslizamento, derrubamento e à rotura da fundação dos muros de solos reforçados, e faz-se da mesma forma que para os muros de suporte convencionais. Considera-se a massa de solo reforçado a trabalhar como um corpo rígido, para tal é necessário que quando a largura do muro exceda a altura, no cálculo da rotura da fundação se considere uma largura reduzida igual à altura, já que a flexibilidade da terra armada impede que os maciços muito largos funcionem como um bloco único.

A verificação da estabilidade externa pode ser feita através de duas normas, a norma AASHTO que recorre a factores de segurança globais, que é a norma utilizada actualmente pela empresa VSL, ou o EC7, que recorre a factores de segurança parciais. Para efeitos deste trabalho vai utilizar-se o método dos coeficientes de segurança parcial preconizados no EC7, utilizando-se a norma AASHTO nos casos em que o Eurocódigo é omissivo.

Para se verificar da segurança através do EC7 é necessário utilizar factores de majoração de cargas e minoração de resistência e da propriedade dos materiais, usando-se uma metodologia que recorre aos coeficientes de segurança parciais. No Quadro 3-4 apresentam-se os factores de majoração e minoração segundo o EC7 para o estado limite STR (rotura ou deformação excessiva de elementos estruturais) /GEO (rotura ou deformação excessiva do terreno), abordagem de cálculo 1 e combinação 2, que é a mais condicionante quando o que está em causa é a verificação geotécnica, utilizado para a verificação ao deslizamento e à rotura da fundação, e os valores para o estado limite EQU (perda de equilíbrio da estrutura do terreno) para a verificação ao derrubamento. Apresentam-se os valores para as situações persistentes e para as situações acidentais para os estados limites referidos, no caso das situações acidentais existe apenas uma única combinação a considerar, ao contrário das situações persistentes em que se tem de escolher uma combinação.

Quadro 3-4 – Coeficientes parciais para a combinação STR/GEO e EQU (NP EN 1997-1, 2010)

		STR/GEO		EQU	
		Situações Persistentes	Situações Acidentais	Situações Persistentes	Situações Acidentais
Acções	Acções permanentes desfavoráveis	1.00	1.00	1.10	1.00
	Acções permanentes favoráveis	1.00	1.00	0.90	1.00
	Acções variáveis desfavoráveis	1.30	1.00	1.50	1.00
	Acções variáveis favoráveis	0	0	0	0
Parâmetros do terreno	Ângulo de atrito interno	1.25	1.10	1.25	1.25
	Coesão	1.25	1.10	1.25	1.25
	Resistência ao corte não drenada	1.40	1.15	1.40	1.40
Resistências	Estruturas de suporte	1.00	1.00	-	-

Em seguida vão ser apresentados os procedimentos necessários para a verificação da segurança usando os coeficientes de segurança parciais. A análise é feita da mesma forma para os reforços inextensíveis e extensíveis. Para a compreensão dos procedimentos devem ser consultados os parâmetros de cálculo apresentados anteriormente.

3.3.2 Verificação da segurança

- **Deslizamento**

A segurança ao deslizamento controla o dimensionamento dos muros com altura significativa ou com acção da sobrecarga, pelo que a resistência ao deslizamento na superfície de contacto muro-terreno de fundação é um parâmetro crítico na avaliação da segurança.

Utilizando o EC7, deve-se verificar que a acção de cálculo na direcção da base do maciço, H_d , seja inferior à resistência de cálculo no contacto solo estrutura, R_d .

$$H_d \leq R_d \quad (3.38)$$

Em que:

- H_d é a resultante dos impulsos activos na direcção da base
- $R_d = V_d \cdot tg(\delta_m)/\gamma_{R,h}$ é a resistência de cálculo (3.39)
- V_d é o valor de cálculo da resultante vertical, que tem em conta a componente vertical do impulso activo e o peso da cunha de solo
- $\gamma_{R,h}$ é coeficiente de segurança parcial aplicado à resistência

• **Derrubamento**

Admitindo a possibilidade da rotação da estrutura é necessário garantir que os momentos estabilizadores são superiores aos momentos instabilizadores.

$$M_{stb,d} \geq M_{dst,d} \quad (3.40)$$

Em que:

- $M_{stb,d}$ é o momento estabilizador de cálculo, em que entra o peso da cunha de solo
- $M_{dst,d}$ é o momento instabilizador de cálculo, em que entram os impulsos activos

• **Capacidade de suporte ou rotura da fundação**

Em termos de capacidade de carga do terreno de fundação os muros de solos reforçados são menos exigentes que os muros rígidos devido a critérios de deformação. Para se verificar a rotura da fundação segundo o EC7 é necessário verificar que a resistência de cálculo é superior ao valor de cálculo da resultante vertical.

$$R_d \geq V_d \quad (3.41)$$

Em que:

- $R_d = L' \cdot q_{rd}$ (3.42)

- $L' = L_m - 2 \cdot e$ (3.43)

- q_{rd} é a tensão resistente de cálculo que se determina através dos parâmetros de resistência de cálculo e da utilização de uma formulação de capacidade de carga que se pode consultar na norma NP EN 1997-1 (2010).

3.4 ANÁLISE DA ESTABILIDADE INTERNA

3.4.1 Generalidades

A análise da estabilidade interna consiste na verificação de dois modos de rotura: rotura dos reforços, onde as forças de tensão nos elementos de reforço são tão elevadas que estes se alongam de forma excessiva ou se rompem, gerando grandes deslizamentos e possível colapso da estrutura e rotura por arranque dos reforços, onde as forças de tensão nos elementos de reforço são maiores do que o atrito reforço-aterro, ou seja, maiores que a força necessária para extrair o reforço para fora da massa de solo reforçado.

A verificação da estabilidade interna deve conduzir à escolha da quantidade de reforços em cada nível e das suas dimensões de modo a que não ocorra rotura dos reforços. Se, ao escolhermos a quantidade e as dimensões dos reforços, não se verificar a segurança em relação à estabilidade interna terão de ser alteradas as quantidades, as dimensões e possivelmente o comprimento dos reforços até que se verifique a segurança.

Na análise da estabilidade interna observa-se que devido ao processo construtivo dos muros de terra armada e às características próprias dos componentes estruturais (rigidez dos reforços e deformabilidade do paramento) estabelece-se uma superfície de rotura que é bilinear para os reforços inextensíveis e linear para os reforços extensíveis, como se pode observar na Figura 3-11 e na Figura 3-12. Esta superfície de rotura separa o maciço em duas zonas, a zona activa e a zona resistente.

A superfície de rotura é coincidente com a linha de tensão máxima. Nesta, a zona activa localiza-se entre a parte interior do muro e a superfície potencial de rotura, e onde a força de tracção nos reforços é dirigida para o interior e a zona resistente situa-se para trás da superfície potencial de rotura, onde as forças de tracção são dirigidas para o exterior.

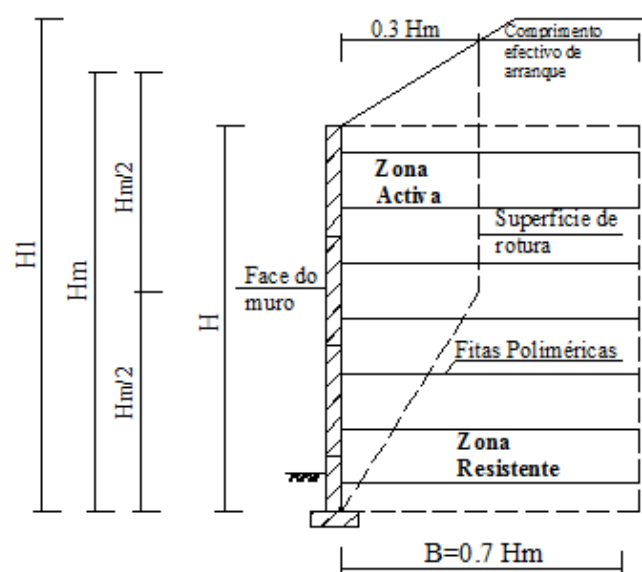


Figura 3-11 - Localização da superfície de rotura em reforços inextensíveis (Brito et al, 1995)

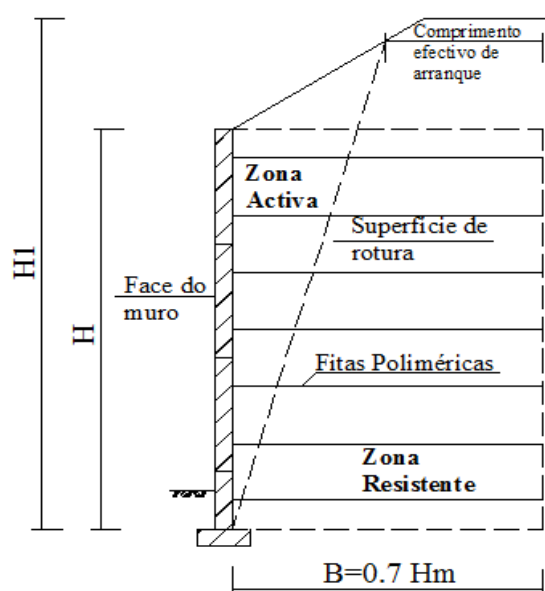


Figura 3-12 - Localização da superfície de rotura em reforços extensíveis (adaptado de Martins, 2009)

Para a verificação da estabilidade interna, não existem normas portuguesas específicas e também não existe no EC7 nenhum ponto que fale no dimensionamento ou construção deste tipo de muros. Uma das normas que se pode utilizar, e que a VSL utiliza, é a norma AASHTO (2005), em que se determinam factores de segurança à rotura e ao arranque dos reforços e se verifica que são iguais ou superiores aos valores apresentados pela norma AASHTO, que se indicam no Quadro 3-5.

Quadro 3-5 – Factores de segurança para a análise da estabilidade interna (AASHTO, 2005)

		Rotura	Arranque
Reforços Inextensíveis	Caso estático	1.0	1.5
	Caso sísmico	1.0	1.15
Reforços Extensíveis	Caso estático	1.0	1.0
	Caso sísmico	1.0	1.0

Em seguida apresentam-se os procedimentos necessários para a verificação da segurança à rotura e ao arranque dos reforços usando a norma referida. A análise é feita de forma distinta para os reforços inextensíveis e extensíveis e é apresentada para o caso sísmico. Para a compreensão dos cálculos devem ser consultados os parâmetros de cálculo apresentados anteriormente.

3.4.2 Verificação da segurança à rotura dos reforços

A verificação à rotura dos reforços é realizada de forma distinta para os reforços inextensíveis e extensíveis, recorrendo à norma AASHTO, sendo os procedimentos apresentados, separadamente, para cada um deles.

Para os reforços inextensíveis, o factor de segurança à rotura dos reforços, para o caso sísmico, tem a seguinte expressão:

$$FS_r(z) = \sigma_m / \sigma_r(z) \quad (3.44)$$

em que:

- $\sigma_m = FS \cdot \sigma_f$ é a tensão admissível nos reforços (3.45)
- σ_f é a tensão de fluência do aço
- FS é o factor de segurança do aço, estático ou sísmico determinado na norma AASHTO.

Como os reforços inextensíveis sofrem a acção da corrosão, é necessário ter em conta a perda do recobrimento ao longo do tempo, determinando-se a tensão dos reforços a partir da seguinte expressão:

$$\sigma_r(z) = \frac{T(z) + R_{hri}(z)}{\frac{n \cdot \pi}{4} (\phi l(z) - r_p)^2} \quad (3.46)$$

em que:

- $T_r(z) = (\sigma_{hr} + \Delta\sigma_h) \cdot S_v \cdot b_p$ é a força resultante horizontal das tensões nos reforços (3.47)

- $R_{hri}(z) = P_i \cdot \frac{L_{ef}(z)}{L_t}$ é a força sísmica a actuar no maciço (3.48)

No caso de não se considerar a acção sísmica, considera-se $R_{hri}(z) = 0$.

Para os reforços extensíveis o factor de segurança à rotura dos reforços, para o caso sísmico, tem a seguinte expressão:

$$FS_r(z) = R_{trac}(z) / [T_r(z) + R_{hri}(z)] \quad (3.49)$$

em que a resistência à rotura, $R_{trac}(z)$, se calcula através da seguinte expressão se estivermos perante o caso estático:

$$R_{trac}(z) = \frac{0.9 \cdot n \cdot R_u \cdot \cos\left(\frac{\delta_e}{2}\right)}{RF} \quad (3.50)$$

e através da seguinte expressão se estivermos perante o caso sísmico:

$$R_{trac}(z) = \frac{1.2 \cdot n \cdot R_u \cdot \cos\left(\frac{\delta_e}{2}\right)}{RF} \quad (3.51)$$

A força resultante horizontal das tensões nos reforços e a força sísmica a actuar no maciço calculam-se da mesma forma que para os reforços inextensíveis através das expressões 3.47 e 3.48. No caso de não se considerar a acção sísmica, considera-se $R_{hri}(z) = 0$.

3.4.3 Verificação da segurança ao arranque dos reforços

A segurança em relação ao arranque dos reforços é realizada de forma distinta para os reforços inextensíveis e extensíveis, recorrendo à norma AASHTO, sendo os cálculos apresentados, separadamente, para cada um deles.

Para os reforços inextensíveis, o factor de segurança à falha por arranque dos reforços, para o caso sísmico, tem a seguinte expressão:

$$FS_a(z) = \sigma_a(z) / [T_a(z) + R_{hri}(z)] \quad (3.52)$$

em que:

- $\sigma_a(z) = F_s^*(z) \cdot \alpha \cdot C \cdot R_c(z) \cdot \sigma_{va}(z) \cdot L_{ef}(z)$ é a resistência ao arranque dos reforços (3.53)

- $T_a(z) = \sigma_{ha} \cdot S_v \cdot b_p$ é a força resultante horizontal das tensões nos reforços (3.54)

A força sísmica a actuar no maciço, $R_{hri}(z)$, calcula-se da mesma forma que na verificação dos reforços à rotura pela expressão 3.48. No caso de não se considerar a acção sísmica, considera-se $R_{hri}(z) = 0$ e na expressão da resistência ao arranque dos reforços considera-se $F^*(z)$ em vez de $F_s^*(z)$.

Para os reforços extensíveis, o factor de segurança à falha por arranque dos reforços, para o caso sísmico, tem a seguinte expressão:

$$FS_a(z) = R_{arr}(z) / [T_a(z) + R_{hri}(z)] \quad (3.55)$$

em que:

$$- R_{arr}(z) = 0.9[F_s^*(z) \cdot \alpha \cdot C \cdot R_c(z) \cdot \sigma_{va}(z) \cdot L_{ef}(z)] \text{ é a resistência ao arranque dos reforços para o caso estático} \quad (3.56)$$

$$- R_{arr}(z) = 1.2[F_s^*(z) \cdot \alpha \cdot C \cdot R_c(z) \cdot \sigma_{va}(z) \cdot L_{ef}(z)] \text{ é a resistência ao arranque dos reforços para o caso sísmico} \quad (3.57)$$

A força resultante horizontal das tensões nos reforços, $T_a(z)$ e a força sísmica a actuar no maciço, $R_{hri}(z)$, calculam-se da mesma forma que para os reforços inextensíveis através da expressão 3.54 e 3.48. No caso de não se considerar a acção sísmica, considera-se $R_{hri}(z) = 0$ e na expressão da resistência ao arranque dos reforços considera-se $F^*(z)$ em vez de $F_s^*(z)$.

3.5 ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL

3.5.1 Caso geral

A análise da estabilidade global refere-se à verificação da estabilidade de um talude, ou no caso em estudo, de estruturas de contenção, tais como, os muros de terra armada. Esta análise trata-se de uma verificação que envolve a zona da obra e a sua vizinhança bem como a determinação e comparação da tensão de corte desenvolvida ao longo da superfície de deslizamento mais provável com a tensão de corte do solo.

Os taludes quer sejam naturais, de escavação ou de aterro, quando sujeitos à alteração das condições de serviço podem instabilizar. Esta instabilização traduz-se pelo movimento de massa do maciço, no sentido descendente, no qual a gravidade desempenha o papel de principal motor, como se mostra na Figura 3-13. Se a componente da gravidade for suficientemente grande pode ocorrer rotura do talude, ou seja, a força propulsora supera a resistência da força de corte do solo ao longo da superfície de rotura.

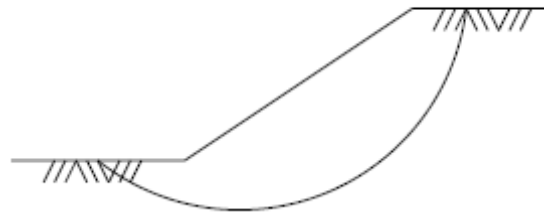


Figura 3-13 - Estabilidade de maciços em taludes (Guerra, 2008)

Métodos de equilíbrio limite são normalmente utilizados em análises da estabilidade de taludes. Este método implica a consideração de um mecanismo de colapso arbitrário que, no entanto, deverá ser o mais próximo possível do mecanismo real. Em seguida, procede-se ao cálculo do equilíbrio através da consideração das forças e/ou momentos aplicados ao bloco ou conjunto de blocos definidos pelo mecanismo. Neste método o equilíbrio de forças (global) é satisfeito, mas o equilíbrio local não é investigado.

A análise da estabilidade de estruturas de contenção é a análise numérica mais antiga na engenharia geotécnica. A ideia da discretização de uma potencial massa de deslizamento em fatias foi introduzida nos inícios do século 20 por Fellenius (1936) e desenvolvida mais tarde por Janbu (1954) e Bishop (1955).

Uma das razões para ter sido adoptado o método do equilíbrio limite é porque os cálculos podem ser feitos à mão. Algumas simplificações tinham de ser tidas em conta para obter soluções, mas o conceito de dividir uma massa em fatias era bastante novo na altura.

É de notar que os métodos das fatias, sendo métodos de equilíbrio limite, devem ser usados procurando o círculo de deslizamento (superfície de rotura) que conduz à menor relação entre os momentos resistentes e os momentos actuates. Ocorrerá, portanto, colapso se estes igualarem os primeiros. Existem programas de cálculo que permitem um aumento da complexidade da análise. É agora possível lidar com estratigrafias complexas, condições irregulares de pressão da água, modelos de forças de corte lineares e não lineares, praticamente todo o tipo e forma de superfícies de deslizamento, cargas concentradas e reforços estruturais.

A análise realizada nos programas de cálculo automático pode ser feita com recurso a diversos métodos, tais como o método de Fellenius, Bishop Simplificado, Janbu Simplificado, Spencer, Morgenstern-Price, entre outros.

A Figura 3-14 ilustra um talude típico, cuja massa de deslizamento está dividida em fatias e são representadas as possíveis forças nas fatias.

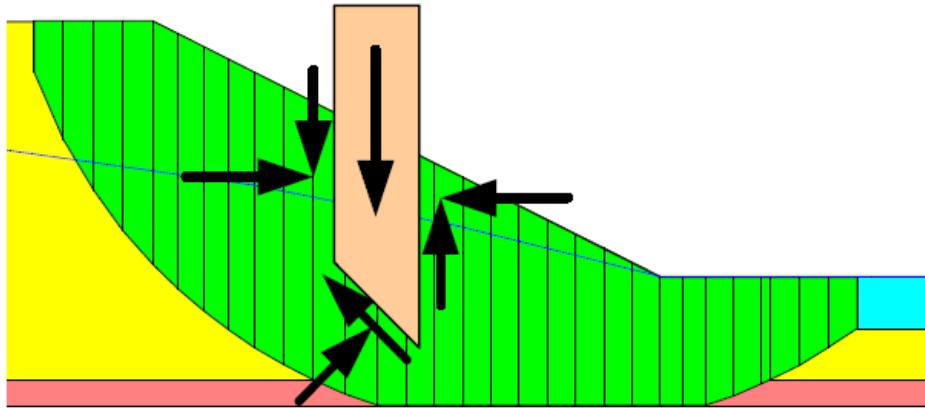


Figura 3-14 – Discretização de uma massa em fatias e suas forças

3.5.2 Caso dos muros de solos reforçados

A análise da estabilidade global em muros de solos reforçados é realizada recorrendo aos mesmos métodos e aos mesmos programas, referidos anteriormente, que os muros de contenção convencionais e que os taludes. O que distingue a análise destes muros das outras estruturas é a existência dos reforços, uma vez que é a interacção destes com o solo que garante o funcionamento dos muros de terra armada, por isso estes têm de ser simulados.

Sendo que simular os reforços não é uma tarefa fácil, é necessário recorrer a um programa de cálculo automático. Nestes programas existem duas formas distintas de simular os reforços, através da atribuição de uma coesão fictícia ao solo de aterro ou através da introdução de forças ao nível de cada reforço, que simule o efeito dos reforços directamente nas fatias.

Para simular os reforços através da atribuição de uma coesão fictícia ao material do aterro é necessário ter em conta as características dos reforços e a quantidade de reforços. A coesão fictícia pode ser calculada como indicado em Baião et al (2000). Embora seja um método simples, deixou de ser utilizado uma vez que a complexidade dos programas permite simular os reforços de uma maneira mais realista.

Para simular os reforços através da introdução de forças, ao nível de cada reforço, é necessário atribuir os parâmetros da resistência à tracção dos reforços e da resistência dos reforços ao arranque. O cálculo destes parâmetros é feito através da norma AASHTO.

A resistência à tracção dos reforços é dada pela seguinte expressão, caso se tratem de reforços inextensíveis:

$$R_t = \frac{n \cdot A_o \cdot \sigma_c}{bp} \quad (3.58)$$

em que:

- n é o número total de reforços por nível
- A_o é a área das barras longitudinais
- σ_c é a tensão de cedência do aço
- b_p é a largura dos painéis

Já para os reforços extensíveis a tracção é dada pela seguinte expressão:

$$R_t = \frac{n \cdot R_u}{RF \cdot b_p} \quad (3.59)$$

em que:

- R_u é a resistência última dos reforços
- RF é o factor de redução da resistência dos reforços

A resistência dos reforços ao arranque é dada pela seguinte expressão, para ambos os tipos de reforço:

$$(F/area) = F^* \cdot \alpha \cdot \sigma_v \cdot C \quad (3.60)$$

em que:

- F^* - Factor de resistência ao arranque
- α - Factor de correcção do efeito de escala para ter em conta a redução não linear de tensões ao longo do comprimento dos reforços, este factor é igual a 1 para reforços inextensíveis e igual a 0.6 para extensíveis
- σ_v - Tensão efectiva vertical na interface solo-reforço
- C - Factor de área geométrica do reforço, igual a 2 tanto para os reforços inextensíveis como extensíveis

A segurança em relação à estabilidade global é verificada pelo EC7, através dos coeficientes de segurança parciais. No entanto, do programa de cálculo automático obtém-se um coeficiente de segurança global, sendo este definido como a relação entre momentos resistentes e momentos actuantes, determinados sem a aplicação de qualquer coeficiente de segurança parcial.

Pode-se no entanto, considerar que o coeficiente de segurança global obtido é, directamente, o valor de segurança parcial aplicado à tangente do ângulo de resistência ao corte, se não existir a aplicação de qualquer sobrecarga variável e a coesão efectiva dos materiais for nula. Os valores mínimos deste coeficiente de segurança que garantem a segurança global são apresentados no Quadro 3-6. Estes são independentes do tipo de reforço, variando entre a situação persistente (caso estático) e a situação accidental (caso sísmico).

Quadro 3-6 – Factores de segurança parciais para a análise da estabilidade global (NP EN 1997-1, 2010)

	Situação Persistente	Situação Acidental
Reforços Inextensíveis	1.5	1.1
Reforços Extensíveis	1.5	1.1

Capítulo 4.

EXEMPLO DE CÁLCULO DE UM MURO DE SOLO REFORÇADO

4.1 INTRODUÇÃO

Apresenta-se neste capítulo o estudo detalhado de um muro de solo reforçado com reforços inextensíveis e com reforços extensíveis, com a verificação da estabilidade externa e interna e da estabilidade global. Apresenta-se também uma análise comparativa de custos entre a utilização dos reforços inextensíveis e os reforços extensíveis. Para o desenvolvimento deste estudo apresenta-se um exemplo académico baseado em Brito et al (1995).

A verificação da estabilidade externa foi realizada analiticamente e a verificação da estabilidade interna foi realizada em folhas de cálculo fornecidas pela VSL. Estas folhas de cálculo foram analisadas ao pormenor e as expressões utilizadas foram explicadas no capítulo anterior. Existe uma folha de cálculo para dimensionar os reforços inextensíveis, que verifica em simultâneo a estabilidade em relação ao caso estático e sísmico e outra para os reforços extensíveis que faz as mesmas verificações. A verificação da estabilidade externa é feita com base no EC7 e estabilidade interna é feita com base na norma AASHTO.

Na verificação da estabilidade externa definem-se: os parâmetros geométricos do muro, as características do material de aterro, o comprimento dos reforços e o coeficiente sísmico. Em seguida, calculam-se os impulsos e o peso da cunha de solo, e verifica-se a estabilidade. Na Figura 4-1 observa-se um esquema dos passos para a verificação da estabilidade externa.

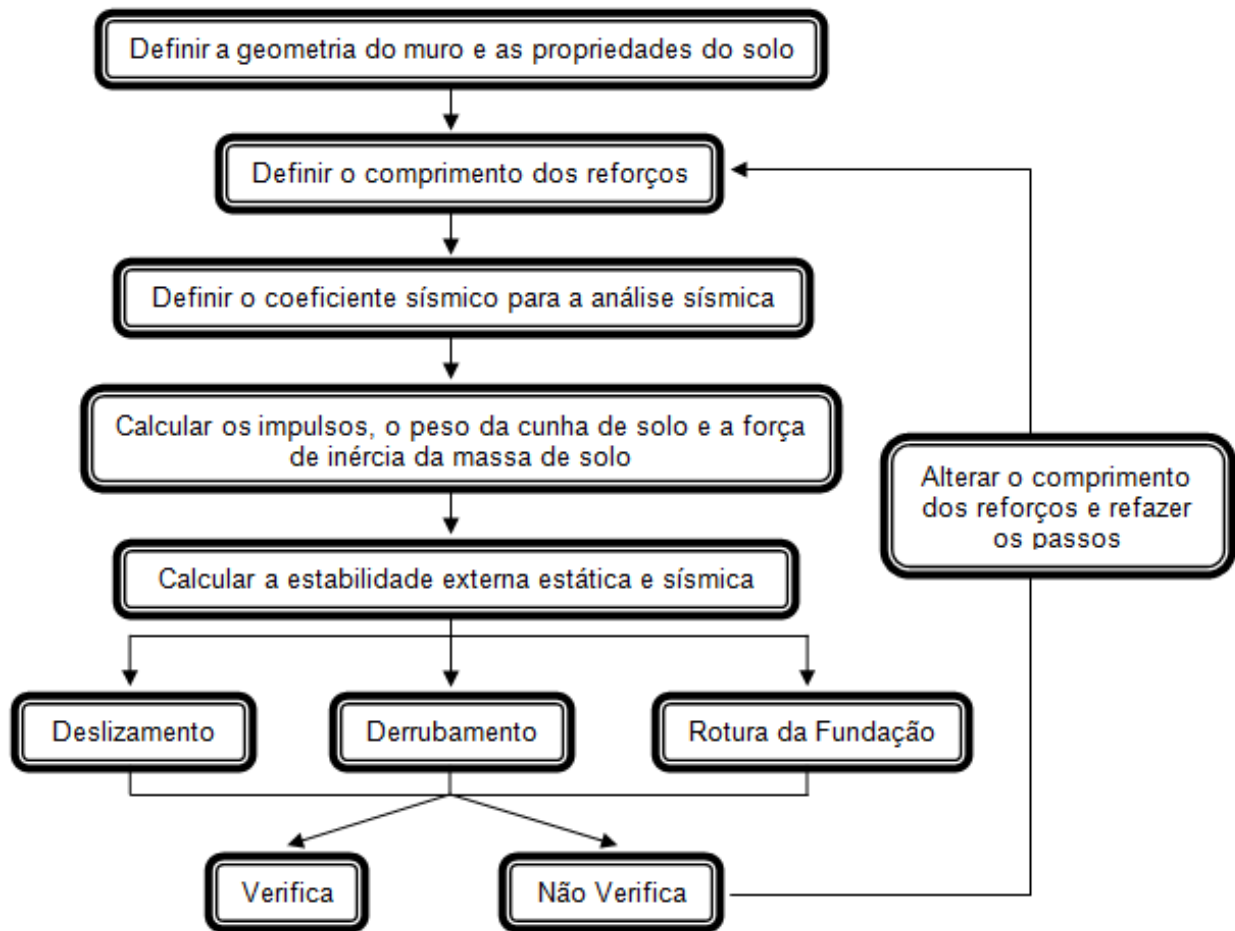


Figura 4-1 – Passos para a verificação da estabilidade externa

A verificação da estabilidade interna, como já foi referido, é realizada em folhas de cálculo, estas folhas surgiram devido à necessidade de cobrir todas as situações de dimensionamento expostas de muros de solos reforçados com qualquer configuração e para situações em que os muros servem de muros de suporte ou de encontros de pontes. Nas folhas após introduzir os parâmetros geométricos do muro, as características do aterro e dos reforços, o comprimento dos reforços e o coeficiente sísmico, passa-se à selecção da quantidade de reforços, por nível, mais adequada para se verificar a segurança em relação à estabilidade interna. Na Figura 4-2 pode observar-se um esquema dos passos para a verificação da estabilidade interna.

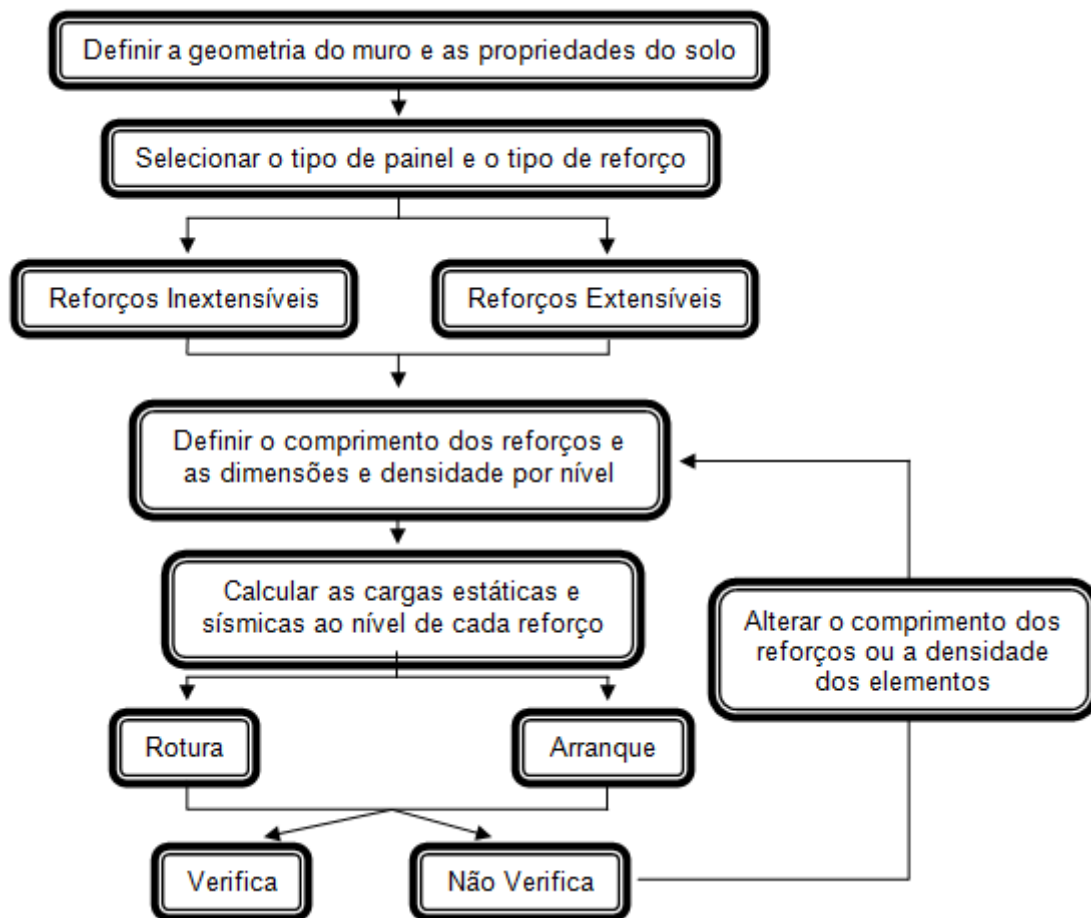


Figura 4-2 – Passos para a verificação da estabilidade interna

A análise da estabilidade global por sua vez foi realizada através de um programa de cálculo automático SLOPE/W, que possui uma interface gráfica que permite desenhar a estrutura em análise. Em seguida, são inseridas as características dos solos e dos reforços obtendo-se, finalmente, os coeficientes de segurança parciais e as superfícies de deslizamento críticas. No programa foi selecionado o método de Bishop Simplificado para a análise da superfície de deslizamento e os reforços foram simulados através da introdução de forças ao nível de cada reforço, que simulam o efeito dos reforços directamente nas fatias.

4.2 DESCRIÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DO MURO ANALISADO

4.2.1 Definição da geometria do muro

O muro de terra armada estudado tem a forma e as dimensões gerais apresentadas na Figura 4-3, e na Figura 4-4 apresenta-se a geometria dos reforços inextensíveis e extensíveis. Trata-se de um maciço armado com uma altura de 12 m e uma largura de 10 m, com um talude que se desenvolve ao longo de 3 m e cuja altura é de 0.8 m. Com a existência do talude a altura, da base do muro à superfície do talude, é de 12.8 m e é necessário, para efeitos de cálculo, considerar-se uma altura fictícia de 12.4 m, que é a média entre a altura do paramento e a altura até ao topo do talude. Os painéis têm forma hexagonal e os comprimentos dos reforços foram escolhidos de acordo com as regras de dimensionamento, sendo o único parâmetro que varia entre os tipos de reforço. Para os reforços inextensíveis o comprimento dos reforços é considerado igual a $0.7 H_m = 8.7$ m e para os reforços extensíveis igual a $0.8 H_m = 9.9$ m.

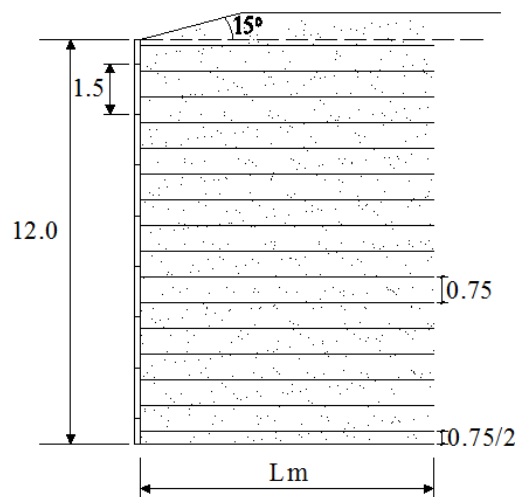


Figura 4-3 - Geometria do muro de terra armada

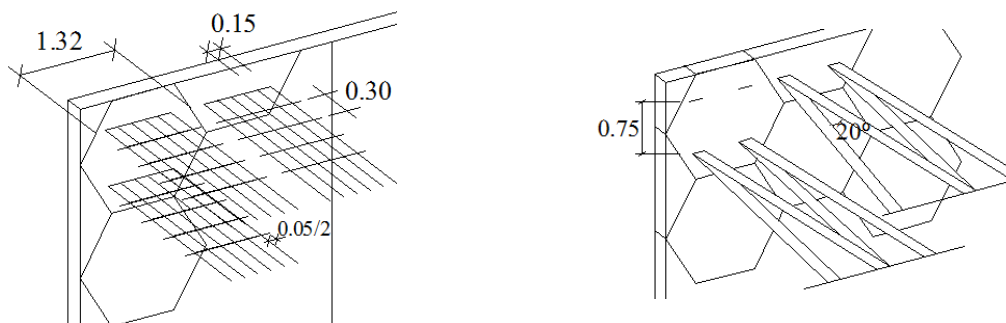


Figura 4-4 – Geometria reforços inextensíveis e extensíveis

No Quadro 4-1 apresentam-se as dimensões consideradas para o exemplo de cálculo para os reforços inextensíveis e para os reforços extensíveis.

Quadro 4-1 – Dimensões e geometria do muro de terra armada para os reforços inextensíveis e extensíveis

Altura do muro, H (m)	12.00
Largura do muro, L (m)	10.00
Altura fictícia do muro, H_m (m)	12.40
Altura do solo à superfície do terreno, H_{mt} (m)	12.80
Comprimento da zona do talude, L_t (m)	3.00
Comprimento dos reforços inextensíveis, L_m (m)	8.70
Comprimento dos reforços extensíveis, L_m (m)	9.90
Afastamento vertical dos reforços, S_v (m)	0.75
Altura do painel, h_p (m)	1.50
Largura do painel, b_p (m)	1.32
Comprimento extra das barras transversais, b (m)	0.05
Afastamento longitudinal das barras, S_l (m)	0.15
Afastamento transversal das barras, S_t (m)	0.30
Ângulo de abertura das bandas, δ_e (°)	20
Inclinação do talude, β (°)	15
Ângulo entre a horizontal e o paramento, θ (°)	90

4.2.2 Características dos materiais

Para o solo reforçado, o solo retido e o solo de fundação adoptaram-se as características que se podem observar no Quadro 4-2, as mesmas para os reforços inextensíveis e extensíveis. No Quadro 4-3 observam-se as características adoptadas para cada tipo de reforço. Para os reforços inextensíveis escolheram-se barras longitudinais com 10 mm de diâmetro e barras transversais com 8 mm de diâmetro e para os reforços extensíveis escolheu-se bandas do tipo FS-30.

Quadro 4-2 – Características dos solos

	Solo Reforçado	Solo Retido	Solo de fundação
Ângulo de resistência ao corte ϕ (°)	35	30	30
Peso volúmico do solo, γ (kN/m ³)	20	20	20
Coesão do solo, c (kPa)	0	0	0
Ângulo de resistência ao corte entre o solo reforçado e o solo retido, δ_m (°)	-	15	15

Quadro 4-3 – Características dos reforços inextensíveis e extensíveis

	Reforços Inextensíveis	Reforços Extensíveis
Diâmetro das barras longitudinais, \varnothing_l (mm)	10	-
Diâmetro das barras transversais, \varnothing_t (mm)	8	-
Tensão de fluência no aço, σ_f (MPa)	500	-
Tensão de cedência no aço, σ_c (MPa)	460	-
Resistência última das bandas poliméricas FS-30, R_u (kN)	-	30
Factor de correcção de escala, α	1.0	0.6
Factor de área geométrica do reforço, C	2.0	2.0
Recobrimento perdido devido à corrosão, r_p (mm)	1.41	-
Factor de redução da resistência, RF	-	2.39
Factor de segurança do aço para o caso estático, FS_{est}	0.48	-
Factor de segurança do aço para o caso sísmico, FS_{sis}	0.64	-

4.3 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE EXTERNA

4.3.1 Generalidades

Como já foi referido, relativamente à estabilidade externa fazem parte as verificações ao deslizamento, derrubamento e rotura da fundação do maciço, feitas da mesma forma para os reforços inextensíveis e extensíveis.

Inicialmente são apresentados os parâmetros de cálculo necessários, para o cálculo das acções actuantes e resistentes. Depois são apresentados os cálculos necessários para determinar a

segurança relativamente à situação persistente e à situação accidental, dos reforços inextensíveis e dos reforços extensíveis, segundo o EC7. Do EC7, utiliza-se a combinação STR/GEO para verificar o deslizamento e rotura da fundação e a combinação EQU para verificar o derrubamento.

4.3.2 Parâmetros de cálculo

Os parâmetros de cálculo a considerar para a análise da estabilidade externa são, como referido, os impulsos activos, estático e sísmico, o peso da cunha de solo e a força de inércia da massa de solo reforçada. Os impulsos são calculados pela teoria de Rankine e são desprezados os impulsos passivos.

Na Figura 4-5 observam-se as acções a actuar no maciço quando se considera a combinação STR/GEO e uma situação accidental. O valor das acções é o mesmo para os reforços inextensíveis e extensíveis, variando apenas o peso da cunha de solo, que depende do comprimento dos reforços.

Para ser considerado o efeito da acção sísmica, foi considerado que, segundo o EC8, o muro de terra armada se encontra situado numa zona sísmica 3 e o sismo é tipo 2, sendo o coeficiente sísmico (k_h) de 0.22.

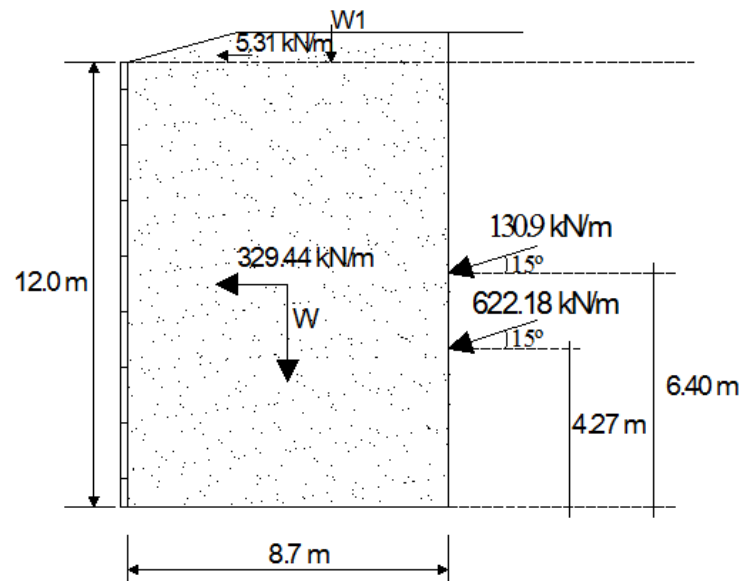


Figura 4-5 - Estado de carga para a situação accidental dos reforços inextensíveis

No Quadro 4-4 apresentam-se os valores das acções a actuar no maciço, nomeadamente, a força de inércia da massa de solo e os impulsos estáticos e sísmicos. No Quadro 4-5 apresentam-se os valores do peso da cunha de solo, que são diferentes dependendo do tipo de reforço. São apresentados, em ambos os quadros, os valores para todas as combinações e situações e, ainda, as correspondentes expressões utilizadas para os cálculos.

Quadro 4-4 – Valores das acções a actuar no maciço para os reforços inextensíveis e extensíveis

	Exp.	Situação	STR/GEO	EQU
Força de inércia da massa de solo reforçado, P_{ir} (kN/m)	3.2	Acidental	329.44	329.44
Força de inércia da massa de solo do talude, P_{is} (kN/m)	-	Acidental	5.31	5.31
Acréscimo do impulso sísmico, ΔI_{asd} (kN/m)	3.6	Acidental	141.42	157.76
Impulso activo estático do solo, I_{ad} (kN/m)	3.3	Persistente	622.18	684.40
		Acidental	557.75	622.18

Quadro 4-5 – Valores do peso da cunha de solo para os reforços inextensíveis e extensíveis

		Exp.	Situação	STR/GEO	EQU
Reforços Inextensíveis	Peso do solo reforçado, W (kN/m)	3.1	Persistente	2157.60	1941.84
			Acidental		2157.60
	Peso do solo do talude, W1 (kN/m)	-	Persistente	13.92	12.53
			Acidental		13.92
Reforços Extensíveis	Peso do solo reforçado, W (kN/m)	3.1	Persistente	2455.20	2209.68
			Acidental		2455.20
	Peso do solo do talude, W1 (kN/m)	-	Persistente	15.84	14.26
			Acidental		15.84

4.3.3 Verificação da segurança

Para a verificação da segurança é necessário calcular as acções de cálculo e as resistências de cálculo, para o deslizamento, para o derrubamento e para a rotura da fundação. Os cálculos são feitos para o caso estático e sísmico, separadamente para os reforços inextensíveis e para os reforços extensíveis. No Quadro 4-6 observa-se os cálculos para a verificação ao deslizamento.

Quadro 4-6 – Verificação da segurança em relação ao deslizamento

		Reforços Inextensíveis		Reforços Extensíveis	
	Expressão	Situação Persistente	Situação Acidental	Situação Persistente	Situação Acidental
H_d (kN/m)	-	608.36	1019.39	608.36	1019.39
V_d (kN/m)	-	2301.93	2318.28	2601.45	2617.8
R_d (kN/m)	3.39	1063.22	1216.61	1201.49	1373.79

Observando o Quadro 4-7, a acção de cálculo na direcção da base é inferior à resistência de cálculo, verifica-se assim a segurança em relação ao deslizamento.

Quadro 4-7 – Verificação da segurança ao deslizamento

Reforços Inextensíveis	Situação persistente	$H_d = 608.36 \text{ kN/m} \leq R_d = 1063.22 \text{ kN/m}$
	Situação Acidental	$H_d = 1019.39 \text{ kN/m} \leq R_d = 1216.61 \text{ kN/m}$
Reforços Extensíveis	Situação persistente	$H_d = 608.36 \text{ kN/m} \leq R_d = 1201.49 \text{ kN/m}$
	Situação Acidental	$H_d = 1019.39 \text{ kN/m} \leq R_d = 1373.79 \text{ kN/m}$

Consultando o Quadro 4-8, observa-se que o momento estabilizador é superior ao momento instabilizador.

Quadro 4-8 – Verificação da segurança em relação ao derrubamento

		Reforços Inextensíveis		Reforços Extensíveis	
	Expressão	Situação Persistente	Situação Acidental	Situação Persistente	Situação Acidental
$M_{\text{stb,d}}$ (kNm/m)	-	9540.80	10888.60	12194.00	13876.24
$M_{\text{dst,d}}$ (kNm/m)	-	2855.25	5676.23	2855.25	5676.23

No Quadro 4-9 observam-se os cálculos necessários para verificar a segurança em relação à rotura da fundação.

Quadro 4-9 - Verificação da segurança em relação à rotura da fundação

	Expressão	Reforços Inextensíveis		Reforços Extensíveis	
		Situação Persistente	Situação Acidental	Situação Persistente	Situação Acidental
V_d (kN/m)	-	2301.93	2318.28	2601.45	2617.80
H_d (kN/m)	-	608.36	684.64	608.36	684.64
M_d (kNm/m)	-	2008.23	2545.74	1924.00	2451.74
L' (m)	3.43	6.96	6.50	8.42	8.03
q_{rd} (kPa)	-	365.41	471.16	464.50	619.79
R_d (kN/m)	3.42	2543.27	3062.51	3911.08	4976.89

Observando o Quadro 4-10, a resistência de cálculo é superior ao valor de cálculo da resultante vertical, verifica-se assim a segurança à rotura da fundação.

Quadro 4-10 – Verificação da segurança à rotura da fundação

Reforços Inextensíveis	Situação persistente	$R_d = 2543.27 \text{ kN/m} \geq V_d = 2301.93 \text{ kN/m}$
	Situação Acidental	$R_d = 3062.51 \text{ kN/m} \geq V_d = 2318.28 \text{ kN/m}$
Reforços Extensíveis	Situação persistente	$R_d = 3911.08 \text{ kN/m} \geq V_d = 2601.45 \text{ kN/m}$
	Situação Acidental	$R_d = 4976.89 \text{ kN/m} \geq V_d = 2617.80 \text{ kN/m}$

4.4 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE INTERNA

4.4.1 Generalidades

Como já foi referido, da análise dos muros de terra armada relativamente à estabilidade interna, fazem parte as verificações dos reforços à rotura e ao arranque. Estas verificações são feitas de forma distinta para os reforços inextensíveis e extensíveis e são realizadas para cada nível de reforço. Na Figura 4-6 pode ver-se um esquema representativo da disposição dos reforços do exemplo de cálculo. Tanto para os reforços inextensíveis como para os extensíveis utilizaram-se dezasseis níveis de reforços.

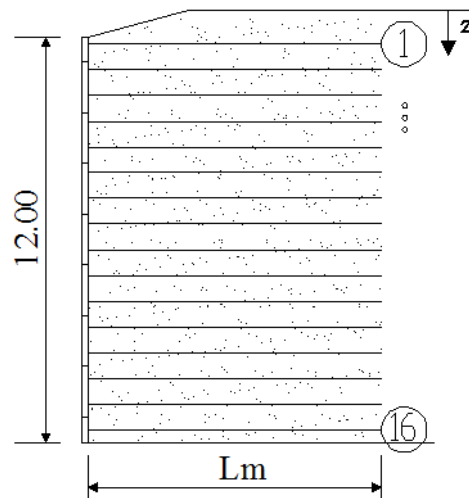


Figura 4-6 – Esquema representativo da distribuição dos reforços

Inicialmente são apresentados os parâmetros de cálculo necessários para o cálculo da estabilidade interna. Depois são apresentados os valores dos factores de segurança para o caso estático e sísmico dos reforços inextensíveis e dos reforços extensíveis, segundo a norma AASHTO, uma vez que o EC7 não apresenta nenhuma metodologia de cálculo para este tipo de muros. A determinação dos factores de segurança é necessária em todos os níveis de reforço. No entanto, são apresentados os valores apenas para dois níveis, o primeiro e o nono nível de reforços, sendo os restantes valores apresentados no anexo B.

4.4.2 Parâmetros de cálculo

Os parâmetros de cálculo a considerar para a análise da estabilidade interna são as tensões a actuar nos reforços, a força de inércia da massa de solo reforçada e os factores para determinar a resistência ao arranque dos reforços. Pode observar-se no Quadro 4-11 e no Quadro 4-12 os parâmetros de cálculo que foram determinados para o 1º e 9º nível dos reforços inextensíveis e dos reforços extensíveis.

Para ter em conta o efeito da acção sísmica foi considerado que, segundo o EC8, o muro de terra armada se encontra situado numa zona sísmica 3, sendo o coeficiente sísmico (k_b) de 0.22.

Quadro 4-11 – Tensões e força de inércia a actuar ao nível dos reforços para os reforços inextensíveis e extensíveis

	Níveis	Expressão	Reforços Inextensíveis	Expressão	Reforços Extensíveis
Coeficiente de impulso lateral, k_r	1º Nível	3.9	0.63	3.11	0.27
	9º Nível	3.10	0.33		0.27
Tensão horizontal para a rotura, $\sigma_{hr}(z)$ (kPa)	1º Nível	3.12	9.2	3.12	6.8
	9º Nível		44.4		50.7
Tensão horizontal para o arranque, $\sigma_{ha}(z)$ (kPa)	1º Nível	3.13	9.2	3.13	6.8
	9º Nível		44.4		50.7
Força de inércia da massa de solo deslocada, P_i (kN)	Todos	3.14	201.3	3.14	201.3

Quadro 4-12 – Factores para o cálculo da resistência ao arranque dos reforços inextensíveis e extensíveis

	Níveis	Expressão	Reforços Inextensíveis	Expressão	Reforços Extensíveis
Larguras efectivas de aderência, $L_{ef}(z)$ (m)	1º Nível	3.16	4.94	3.18	3.85
	9º Nível	3.17	5.20		6.97
Soma das larguras efectivas de aderência, L_t (m)	Todos	-	93.96	-	108.43
Factor estático de resistência arranque, $F^*(z)$	1º Nível	3.19	0.51	3.21	0.49
	9º Nível	3.20	0.27		0.49
Factor de resistência sísmico ao arranque, $F_s^*(z)$	1º Nível	3.22	0.41	3.22	0.39
	9º Nível		0.21		0.39
Razão de recobrimento do reforço, $R_c(z)$	1º Nível	3.23	0.49	3.24	0.41
	9º Nível		0.38		0.41

4.4.3 Determinação dos factores de segurança segundo a norma AASHTO

Os factores de segurança são calculados para a rotura e o arranque dos reforços. Os cálculos são feitos para o caso estático e sísmico, separadamente para os reforços inextensíveis e para os reforços extensíveis, apresentando-se os valores para o 1º e 9º nível de reforços. No Quadro 4-13 observa-se a verificação à rotura dos reforços e no Quadro 4-13 se podem observar-se os

respectivos factores de segurança. No Quadro 4-15 observa-se a verificação da segurança ao arranque dos reforços e no Quadro 4-16 apresentam-se os factores de segurança.

Quadro 4-13 - Verificação da segurança à rotura dos reforços inextensíveis e extensíveis

	Nível	Expressão	Reforços Inextensíveis		Expressão	Reforços Extensíveis	
			Caso Estático	Caso Sísmico		Caso Estático	Caso Sísmico
σ_m (MPa)	Todos	3.45	240	320	-	-	-
$R_{tracc}(z)$ (kN)	1º Nível	-	-	-	3.50 (E)	68.1	90.8
	9º Nível				3.51 (S)	68.1	90.8
$T_r(z)$ (kN)	1º Nível	3.47	11.8	11.8	3.47	10.4	10.4
	9º Nível		44.6	44.6		50.2	50.2
$R_{hri}(z)$ (kN)	1º Nível	3.48	-	10.6	3.48	-	7.1
	9º Nível		-	11.1		-	12.9
$\sigma_r(z)$ (kN)	1º Nível	3.46	69.5	92.7	-	-	-
	9º Nível		55.6	74.2		-	-
$FS_r(z)$	1º Nível	3.44	5.90	4.14	3.49	6.55	6.19
	9º Nível		1.25	1.33		1.36	1.57

Consultando o Quadro 4-14, verifica-se a segurança em relação à rotura dos reforços para os dois níveis estudados.

Quadro 4-14 – Factores de segurança à rotura dos reforços

Reforços Inextensíveis	1º Nível	Estático	$FS_r(z) = 5.90 \geq 1.0$
		Sísmico	$FS_r(z) = 4.14 \geq 1.0$
	9º Nível	Estático	$FS_r(z) = 1.25 \geq 1.0$
		Sísmico	$FS_r(z) = 1.33 \geq 1.0$
Reforços Extensíveis	1º Nível	Estático	$FS_r(z) = 6.55 \geq 1.0$
		Sísmico	$FS_r(z) = 6.19 \geq 1.0$
	9º Nível	Estático	$FS_r(z) = 1.36 \geq 1.0$
		Sísmico	$FS_r(z) = 1.57 \geq 1.0$

Quadro 4-15 - Verificação da segurança à falha por arranque dos reforços inextensíveis e extensíveis

	Nível	Expressão	Reforços Inextensíveis		Expressão	Reforços Extensíveis	
			Caso Estático	Caso Sísmico		Caso Estático	Caso Sísmico
$\sigma_a(z)$ (kN)	1º Nível	3.53	35.8	28.7	-	-	-
	9º Nível		143.3	114.7			
$R_{arr}(z)$ (kN)	1º Nível	-	-	-	3.56 (E)	20.6	22.0
	9º Nível				3.57 (S)	276.4	294.9
$T_a(z)$ (kN)	1º Nível	3.54	11.8	11.8	3.54	10.4	10.4
	9º Nível		44.6	44.6		50.2	50.2
$R_{hri}(z)$ (kN)	1º Nível	3.48	-	10.6	3.48	-	67.1
	9º Nível		-	11.1		-	12.9
$FS_a(z)$	1º Nível	3.52	3.04	1.28	3.55	1.98	1.25
	9º Nível		3.21	2.06		5.50	4.67

Consultando o Quadro 4-16, verifica-se a segurança em relação à falha por arranque dos reforços para os dois níveis estudados.

Quadro 4-16 – Factores de segurança à falha por arranque dos reforços

Reforços Inextensíveis	1º Nível	Estático	$FS_a(z) = 3.04 \geq 1.5$
		Sísmico	$FS_a(z) = 1.28 \geq 1.15$
	9º Nível	Estático	$FS_a(z) = 3.21 \geq 1.5$
		Sísmico	$FS_a(z) = 2.06 \geq 1.15$
Reforços Extensíveis	1º Nível	Estático	$FS_a(z) = 1.98 \geq 1.0$
		Sísmico	$FS_a(z) = 1.25 \geq 1.0$
	9º Nível	Estático	$FS_a(z) = 5.50 \geq 1.0$
		Sísmico	$FS_a(z) = 4.67 \geq 1.0$

4.5 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL

4.5.1 Generalidades

A análise da estabilidade global consistiu na determinação do coeficiente de segurança de um vasto conjunto de superfícies potenciais de deslizamento circulares através da utilização do programa automático SLOPE/W pelo método de Bishop simplificado. Os cálculos foram efectuados para o caso estático (E) e sísmico (S). Para a consideração da acção sísmica, tal como para a verificação da estabilidade externa e interna, foi considerado um coeficiente sísmico de 0.22 correspondente a uma zona sísmica 3 de acordo com o EC8.

Foram analisadas dois tipos de superfícies de deslizamento: tipo A, a intersectar o muro e tipo B, envolvendo a fundação do muro, como se observa na Figura 4-7. Considerou-se a contribuição dos reforços, simulados através da introdução de forças ao nível de cada reforço, que simulam o efeito dos reforços directamente nas fatias. Foi feita ainda, a simulação dos reforços através da atribuição de uma coesão fictícia ao solo apesar de ser uma metodologia que já não se utiliza, verificou-se que os resultados das duas metodologias são muito semelhantes.

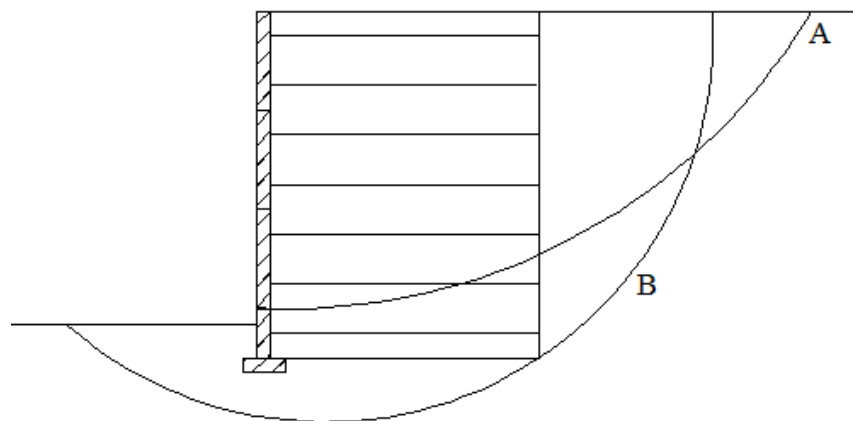


Figura 4-7 – Esquema da superfície tipo A e tipo B

4.5.2 Contribuição dos reforços

A modelação dos reforços através da aplicação de forças é feita para todos os níveis de reforços. Para a determinação das superfícies críticas temos de saber os parâmetros apresentados na Figura 4-8: resistência à tracção dos reforços (fabric capacity), factor de segurança (fabric safety), RF, que reduz a resistência dos reforços devido à fluência, a danos na construção e à degradação química e biológica e é considerado 1.15 para os reforços inextensíveis e 2.39 para os reforços extensíveis, factor de segurança que reduz a resistência ao arranque dos reforços (bond safety), considerado 1.5

para ambos os reforços e a resistência dos reforços ao arranque (bond skin friction). Os parâmetros são determinados através da norma AASHTO.

Figura 4-8 – Parâmetros a inserir para simular os reforços através da introdução de forças

A resistência dos reforços à tracção determina-se através da expressão 3.58, para os reforços inextensíveis, não dividindo pelo afastamento horizontal entre painéis (b_p). Considerando as barras longitudinais com diâmetro igual a 10 mm e que variam entre 4 a 6 armaduras, dependendo do nível, apresenta-se no Quadro 4-17 a resistência à tracção.

Quadro 4-17 – Resistência à tracção dos reforços inextensíveis

Número de reforços	Rt (kN)
4	144.51
5	180.64
6	216.77

Para os reforços extensíveis a resistência à tracção dos reforços determina-se através da expressão 3.59 não dividindo pelo b_p nem pelo RF. Os reforços extensíveis foram considerados do tipo FS-30, cujas bandas variam entre 2 a 4 dependendo do nível. Apresenta-se no Quadro 4-18 os valores da resistência à tracção.

Quadro 4-18 - Resistência à tracção dos reforços extensíveis

Nº de bandas	Rt (kN)
2	120
3	180
4	240

A resistência ao arranque dos reforços é calculada através da expressão 3.60 para ambos os tipos de reforços. Os parâmetros para calcular a resistência ao arranque podem ser consultados no Quadro 4-11 e no Quadro 4-12.

A resistência dos reforços ao arranque varia de nível para nível, pois também variam a tensão efectiva vertical e o factor de resistência ao arranque, no Quadro 4-19 apresenta-se a resistência ao arranque para todos os níveis de reforços para o caso estático e sísmico.

Quadro 4-19 – Valores da resistência ao arranque, (F/Area), dos reforços inextensíveis e extensíveis para o caso estático e sísmico

Nível	Reforços Inextensíveis		Reforços Extensíveis	
	Caso Estático	Caso Sísmico	Caso Estático	Caso Sísmico
1	14.71	11.77	11.00	8.80
2	28.15	22.52	19.83	15.86
3	39.53	31.63	28.65	22.92
4	48.85	39.08	37.47	29.98
5	56.10	44.88	46.29	37.04
6	61.28	49.03	55.12	44.09
7	64.40	51.52	63.94	51.15
8	65.46	52.37	72.76	58.21
9	72.76	58.21	81.58	65.27
10	80.89	64.71	90.41	72.33
11	89.02	71.21	99.23	79.38
12	97.14	77.71	108.05	86.44
13	105.27	84.22	116.88	93.50
14	113.40	90.72	125.70	100.56
15	121.53	97.22	134.52	107.62
16	129.66	103.72	143.34	114.67

Na Figura 4-9 apresenta-se a localização da superfície crítica obtida e o correspondente coeficiente de segurança, considerando a superfície de deslizamento tipo B para reforços extensíveis, caso sísmico. No Quadro 4-20 estão indicadas todas as situações de cálculo com os respectivos coeficientes de segurança.

Quadro 4-20 – Resultados da estabilidade global para os reforços explícitos

Tipo de reforço	Tipo deslizamento	Caso	Factor de segurança
Inextensíveis	A	E	2.392
		S	1.368
	B	E	1.690
		S	1.156
Extensíveis	A	E	2.244
		S	1.323
	B	E	1.781
		S	1.194

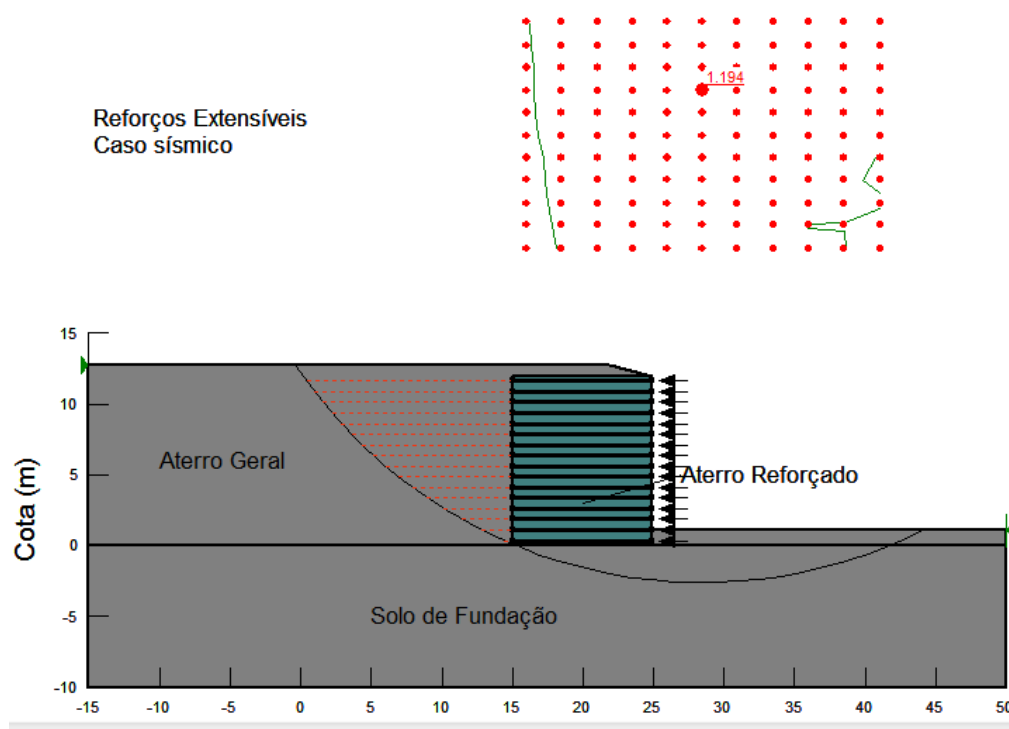


Figura 4-9 - Análise da estabilidade global para reforços extensíveis com tipo de deslizamento B

Da análise do Quadro 4-20 verifica-se que tanto para o caso estático como para o caso sísmico, os coeficientes de segurança obtidos são sempre superiores aos valores dos coeficientes parciais preconizados no EC7, de 1.5 e 1.1 respectivamente, considera-se portanto que está verificada a segurança.

Verifica-se ainda, pela observação dos resultados apresentados, que os valores obtidos são muito semelhantes para ambos os tipos de reforços e que a superfície do tipo B é mais desfavorável, assim como a consideração da acção sísmica.

4.6 ANÁLISE DE CUSTOS DOS DOIS TIPOS DE REFORÇOS

Na análise comparativa de custos dos dois tipos de reforços serão considerados os custos unitários dos reforços, dos olhais de ligação, dos passadores, da soleira do muro de terra armada e dos painéis. Os custos unitários considerados são os que a VSL utiliza actualmente.

No Quadro 4-21 apresentam-se os custos unitários para muros reforçados com reforços inextensíveis e os custos totais. Para a determinação dos custos totais é necessário saber o peso do aço em quilogramas por metro quadrado e as unidades de ligações por metro quadrado, estes valores são dados pelas folhas de cálculo que se utilizaram para verificar a estabilidade interna.

O peso do aço entra em conta com as barras longitudinais e transversais e é 30.33 kg/m^2 , já as ligações são 4.46 un/m^2 . Para se obterem os preços totais é necessário multiplicar estes valores pela área total do muro, que é 124 m^2 . Relativamente aos outros elementos, considera-se que a quantidade de passadores é igual à quantidade de ligações, calculando-se da mesma forma. O custo unitário da soleira e dos painéis multiplica-se apenas pela área total do muro.

Quadro 4-21 – Custos dos reforços inextensíveis

Elementos	Custos Unitários	Custos (€)
Malha de aço	1327.52 €/kg	4992685.59
Olhais	397.70 €/un	219946.74
Passadores	1148.31 €/un	142390.95
Soleira	190.21 €/m ²	23585.63
Placa H. A.	16500.83 €/m ²	2046102.33
Total	-	7424711.25

No Quadro 4-22 apresentam-se os custos unitários para muros reforçados com reforços extensíveis e os custos totais. Para a determinação dos custos totais é necessário saber o comprimento das bandas por metro quadrado e as unidades de ligações por metro quadrado, estes valores são dados pelas folhas de cálculo que se utilizaram para verificar a estabilidade interna.

Foram utilizadas bandas do tipo FS-30, sendo o comprimento total destas, igual a 54.44 m/m², a quantidade de ligações são 2.75 un/m². Os custos totais determinam-se da mesma forma que para os reforços inextensíveis, multiplicando-se cada um dos elementos pela área total do muro.

Quadro 4-22 – Custos dos reforços extensíveis

Elementos	Custos Unitários	Custos (€)
FS-30	264.09 €/m	1782746.33
FS-50	506.17 €/m	-
FS-70	620.14 €/m	-
FS-100	760.83 €/m	-
Olhais	1330.66 €/un	453755.40
Passadores (30-50)	1024.92 €/un	127089.52
Passadores (70-100)	1719.72 €/un	-
Soleira	190.21 €/m ²	23585.63
Placa H. A.	16500.83 €/m ²	2046102.33
Total		4433279.23

Da análise do Quadro 4-21e do Quadro 4-22 pode constatar-se que nas mesmas condições de construção e execução do muro de terra armada, os custos são mais elevados para os reforços inextensíveis.

Estes resultados já seriam de esperar uma vez que, observando os custos unitário dos reforços inextensíveis e dos reforços extensíveis, se constata que os reforços e as ligações são menos dispendiosos quando se trata de reforços extensíveis. Além disso, apesar de não se ter tido em consideração nesta análise, os custos de mão-de-obra e transportes também são mais reduzidos para os reforços extensíveis. Devido a esta tendência, neste momento, os reforços extensíveis são os mais utilizados pela empresa VSL.

Capítulo 5.

ANÁLISE PARAMÉTRICA

5.1 INTRODUÇÃO

No capítulo 4 foi apresentado um exemplo de cálculo académico, para os reforços inextensíveis e para os reforços extensíveis, verificando-se a segurança em relação à estabilidade externa e interna. Este foi realizado em folhas de cálculo, onde se atribuíram os parâmetros geométricos do muro e dos reforços e as propriedades do solo e por tentativas foram escolhidos o número de reforços em cada nível até se verificar a segurança.

Pretende-se neste capítulo, com base no exemplo do capítulo 4 e utilizando as mesmas folhas de cálculo, analisar a influência da variação do comprimento dos reforços, das características do aterro e da zona sísmica nos custos dos muros de terra armada e na densidade de elementos. A análise de custos foi apresentada no capítulo anterior e vai ser realizada, separadamente, para os reforços inextensíveis e para os reforços extensíveis, de forma, a que seja garantida a estabilidade externa e interna em todos os casos. Para tal, é necessário, como se verá, um reajuste do número de reforços a utilizar em cada nível.

A variação do comprimento dos reforços e das características do aterro foi realizada para muros com alturas compreendidas entre 11 a 17 m, para se ter noção dos efeitos que as variações provocam nos custos e densidades dos elementos em muros de alturas variadas. Dos parâmetros apresentados no capítulo 4 no Quadro 4-1e no Quadro 4-2, varia-se como já foi referido, o comprimento dos reforços e, no caso das características do aterro, o ângulo de resistência ao corte do solo reforçado, sendo que os restantes parâmetros se mantêm inalterados.

No Quadro 5-1 são apresentados os valores a utilizar nas relações comprimento dos reforços/altura fictícia dos muros (L_m/H_m) e o ângulo de resistência ao corte do solo reforçado, indicando-se o respectivo parâmetro que se mantém constante.

Quadro 5-1 – Valores dos parâmetros a variar para as diferentes alturas

		Reforços Inextensíveis	Reforços Extensíveis
H=11 m	L_m/H_m ($\phi'=35^\circ$)	0.7	0.8
		0.8	0.9
		0.9	1.0
	$\phi'(^{\circ})$ ($L_m/H_m=0.7$)	30	30
		35	35
		40	40
H=12 m	L_m/H_m ($\phi'=35^\circ$)	0.7	0.8
		0.8	0.9
		0.9	1.0
	$\phi'(^{\circ})$ ($L_m/H_m=0.7$)	30	30
		35	35
		40	40
H=15 m	L_m/H_m ($\phi'=35^\circ$)	0.7	0.8
		0.8	0.9
		0.9	1.0
	$\phi'(^{\circ})$ ($L_m/H_m=0.7$)	30	30
		35	35
		40	40
H=17 m	L_m/H_m ($\phi'=35^\circ$)	0.7	0.8
		0.8	0.9
		0.9	1.0
	$\phi'(^{\circ})$ ($L_m/H_m=0.7$)	30	30
		35	35
		40	40

As zonas sísmicas são as preconizadas pelo EC8 e variam, tal como o comprimento dos reforços e as características do aterro, para alturas do muro compreendidas entre 11 a 17. São analisadas as zonas sísmicas 1, 2, 3, 4 e 5 da acção sísmica tipo 2, que é a mais desfavorável, para os reforços inextensíveis e extensíveis separadamente.

5.2 COMPRIMENTO DOS REFORÇOS

5.2.1 Reforços inextensíveis

No exemplo de cálculo do capítulo anterior foi considerado, para os reforços inextensíveis, um comprimento dos reforços de 8.70 m, ou seja, com uma relação com a altura fictícia de 0.7, analisando-se agora os efeitos da alteração dos comprimentos para as relações 0.8 e 0.9 Lm/Hm.

Vai ser realizada a análise de custos para as relações indicadas e para as alturas do exemplo base, em que o muro tinha 12 m, e para as alturas de 11, 15 e 17 m. No Quadro 5-2 apresenta-se a densidade de elementos e os custos totais dos muros para as diferentes alturas de muro e as diferentes relações de Lm/Hm.

Quadro 5-2 – Custos totais e densidades de elementos para os reforços inextensíveis, variando as alturas e a relação Lm/Hm, com $\phi^{\circ}=35^{\circ}$

	Relação Lm/Hm	Comprimento dos reforços (m)	Nº barras long.	Nº barras transv.	Peso total das barras (kg/m ²)	Nº de olhais	Nº de olhais (un/m ²)	Custo Total (Milhares€)
H=11 m	0.7	8.00	66	360	27.46	66	4.39	6 388,43
	0.8	9.10	59	420	27.88	59	3.92	6 430,69
	0.9	10.30	58	480	30.99	58	3.85	6 898,17
H=12 m	0.7	8.70	73	416	30.33	73	4.46	7 424,71
	0.8	9.90	65	480	30.62	65	3.97	7 448,28
	0.9	11.20	65	560	34.79	65	3.97	8 134,72
H=15 m	0.7	10.80	94	660	39.11	94	4.62	11 025,77
	0.8	12.30	93	760	44.07	93	4.57	12 036,72
	0.9	13.90	92	880	49.42	92	4.53	13 128,01
H=17 m	0.7	12.20	123	874	51.48	123	5.36	15 366,22
	0.8	13.90	116	1012	55.32	116	5.05	16 231,76
	0.9	15.70	116	1150	62.48	116	5.05	17 885,64

Pela observação do quadro, relativamente à densidade de elementos, pode dizer-se que à medida que a altura dos muros aumenta também o número de elementos aumenta, isto porque quando se aumenta a altura do muro também se aumenta o número de níveis.

Observa-se ainda que à medida que a relação L_m/H_m aumenta, o número de armaduras longitudinais diminui e o número de armaduras transversais aumenta, isto acontece porque com o aumento do comprimento dos reforços é necessário menos armaduras longitudinais para resistir às acções mas são necessárias mais armaduras transversais: estas têm um afastamento constante entre si de 30 cm.

Relativamente aos custos totais, a variação de comprimentos implica que está de acordo com o esperado, uma vez que o facto de se aumentar a quantidade de elementos ou mesmo o comprimento destes, fará também aumentar os custos.

Na Figura 5-1 e Figura 5-2 pode observar-se, respectivamente, as relações de custos em função da relação L_m/H_m e em função da altura dos maciços, cujos valores são os apresentados no Quadro 5-2. Verifica-se que à medida que a relação L_m/H_m aumenta os custos também aumentam, sendo este aumento mais significativo à medida que as alturas dos muros são mais elevadas e quando a altura dos muros aumenta, os custos também aumentam.

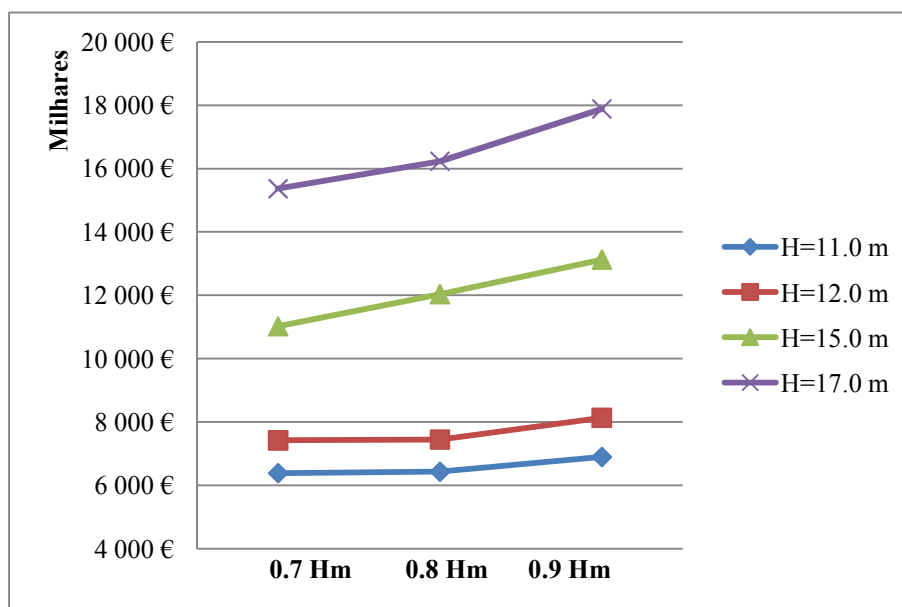


Figura 5-1 - Relação de custos dos reforços inextensíveis em função da relação L_m/H_m

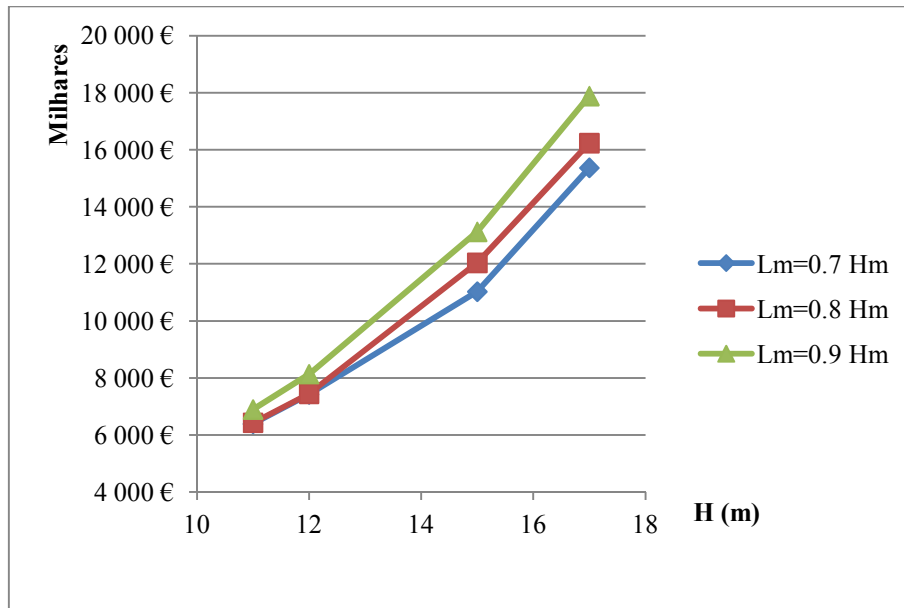


Figura 5-2 - Relação de custos dos reforços inextensíveis em função da altura dos maciços

5.2.1 Reforços extensíveis

Para os reforços extensíveis considerou-se no exemplo de cálculo do capítulo anterior um comprimento dos reforços de 9.90 m, ou seja, uma relação com a altura fictícia de 0.8, analisando-se agora os efeitos da alteração dos comprimentos para as relações 0.9 e 1.0 L_m/H_m .

A análise de custos é realizada para a altura do muro do exemplo de cálculo e para as alturas 11, 15 e 17 m. No Quadro 5-3 apresenta-se a densidade de elementos e os custos totais dos muros para as diferentes alturas de muro e as diferentes relações de L_m/H_m .

Quadro 5-3 - Custos totais e densidades de elementos para os reforços extensíveis, variando as alturas e a relação Lm/Hm, com $\phi'=35^\circ$

	Relação Lm/Hm	Comprimento dos reforços (m)	Comprimento das bandas (m)	Quantidade de bandas (m/m ²)	Nº de olhais (un)	Nº de olhais (un/m ²)	Custo Total (Milhares€)
H=11 m	0.8	9.10	709.80	47.17	39	2.59	3 832,61
	0.9	10.30	803.40	53.39	39	2.59	4 019,87
	1.0	11.40	866.40	57.58	38	2.53	4 136,92
H=12 m	0.8	9.90	891.00	54.44	45	2.75	4 433,28
	0.9	11.20	985.60	60.22	44	2.69	4 612,66
	1.0	12.40	1091.20	66.67	44	2.69	4 823,87
H=15 m	0.8	12.30	1599.00	78.66	65	3.20	6 583,08
	0.9	13.90	1779.20	87.52	64	3.15	6 933,17
	1.0	15.40	1971.20	96.97	64	3.15	7 317,50
H=17 m	0.8	13.90	2168.40	94.41	78	3.40	8 973,01
	0.9	15.70	2417.80	105.27	77	3.35	9 559,45
	1.0	17.40	2679.60	116.67	77	3.35	10 176,81

Pela observação do quadro, a densidade dos reforços aumenta à medida que a altura dos muros aumenta, assim como o comprimento total de bandas, isto porque quando se aumenta a altura do muro também aumenta o número de níveis.

Observa-se também, que à medida que a relação Lm/Hm aumenta o número de olhais diminui muito ligeiramente, ou seja o número de bandas necessário por nível é praticamente o mesmo independentemente do aumento do comprimento dos reforços.

Relativamente aos custos totais, a variação de comprimentos implica que está de acordo com o esperado, uma vez que o facto de as quantidades de elementos não variar muito, faz com que o aumento de custos não seja muito significativo.

Na Figura 5-3 e Figura 5-4 podem-se observar respectivamente as relações de custos em função da relação Lm/Hm e em função da altura dos maciços, cujos valores são os apresentados no Quadro 5-3.

Verifica-se que à medida que a relação Lm/Hm aumenta os custos também aumentam, sendo este aumento muito semelhante à medida que aumenta a relação Lm/Hm e quando a altura dos muros aumenta, os custos também aumentam, sendo a diferença de custos entre as relações Lm/Hm

constante para alturas menores do muro, aumentando a diferença à medida que aumenta a altura do muro, isto deve-se ao facto de no caso dos muros com uma altura de 17 m ter sido necessário utilizar bandas de reforço do tipo FS-50 nos últimos níveis (junto à base do muro) para se verificar a estabilidade interna.

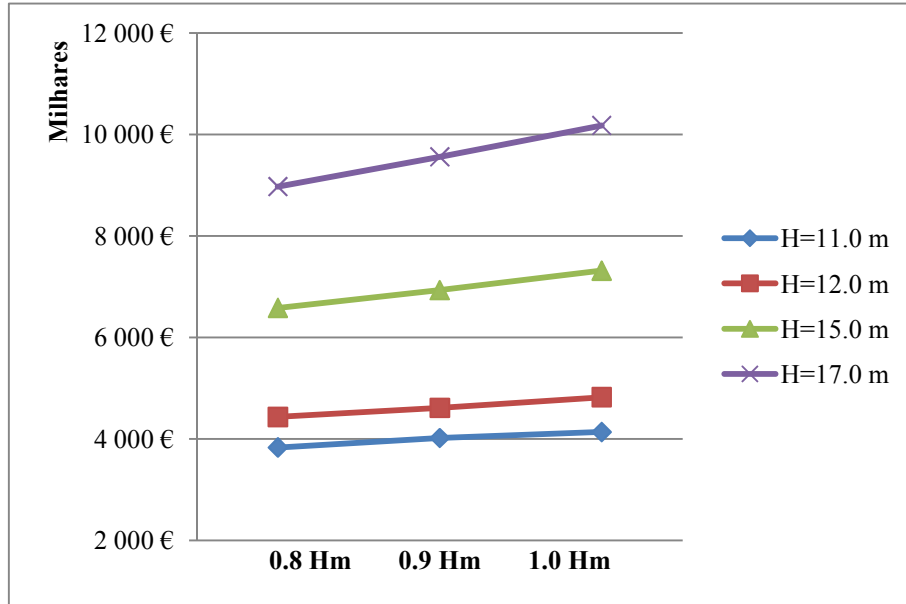


Figura 5-3 - Relação de custos dos reforços extensíveis em função da relação L_m/H_m

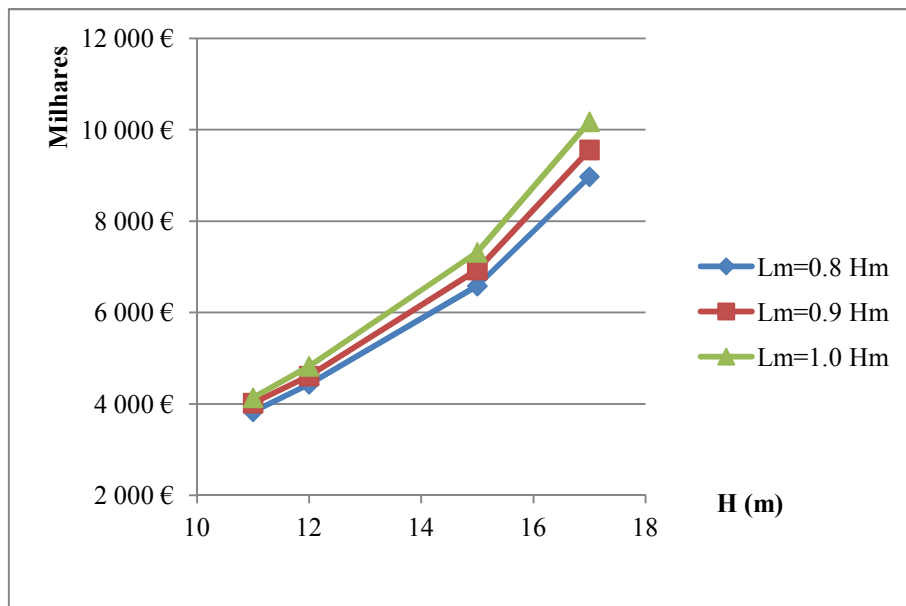


Figura 5-4 - Relação de custos dos reforços extensíveis em função da altura dos maciços

5.3 CARACTERÍSTICAS DO ATERRO

5.3.1 Reforços inextensíveis

No exemplo de cálculo do capítulo anterior considerou-se o ângulo de resistência ao corte do solo reforçado de 35°, analisando-se agora os resultados para a alteração deste valor para 30 e 40°.

Vai ser realizada a análise de custos para a altura do muro do exemplo de cálculo e para as alturas de 11, 15 e 17 m. No Quadro 5-4 apresenta-se a densidade de elementos e os custos totais dos muros para as diferentes alturas de muro e os diferentes valores do ângulo de resistência ao corte.

Quadro 5-4 - Custos totais e densidades de elementos para os reforços inextensíveis, variando o ângulo de resistência ao corte do solo reforçado, com $L_m/H_m=0.7$

	ϕ' (°)	Nº barras long.	Nº barras transv.	Peso total das barras (kg/m ²)	Nº de olhais	Nº de olhais (un/m ²)	Custo Total (Milhares€)
H=11 m (Lm=8.0 m)	30	74	360	30.90	74	4.92	6 934,06
	35	66	360	27.46	66	4.39	6 388,43
	40	62	360	25.74	62	4.12	6 115,89
H=12 m (Lm=8.7 m)	30	80	416	33.34	80	4.89	7 941,40
	35	73	416	30.33	73	4.46	7 424,71
	40	68	416	28.19	68	4.15	7 057,15
H=15 m (Lm=10.8 m)	30	114	660	47.71	114	5.61	12 844,57
	35	94	660	39.11	94	4.62	11 025,77
	40	80	660	33.10	80	3.94	9 755,46
H=17 m (Lm=12.2 m)	30	143	874	60.10	143	6.23	17 417,54
	35	123	874	51.48	123	5.36	15 366,22
	40	101	874	42.01	101	4.40	13 112,3

Observando-se o quadro, relativamente à densidade dos reforços, pode dizer-se que à medida que a altura dos muros aumenta também o número de elementos aumenta, tal como já tinha sido observado anteriormente.

Observa-se também que à medida que o ângulo de resistência ao corte aumenta o número de armaduras longitudinais diminui e o número de armaduras transversais mantém-se, isto acontece porque o aterro com resistência ao corte mais elevada, é considerado de melhor qualidade, existindo uma melhor fricção entre o solo e o reforço resistindo melhor às acções a que o maciço está sujeito com uma menor quantidade de reforços. Já as armaduras transversais mantêm-se pois estas só dependem do comprimento das armaduras longitudinais e do afastamento que têm entre si, sendo que o comprimento dos reforços não foi aqui variado.

Relativamente aos custos, a variação do ângulo de resistência ao corte implica que está de acordo com o esperado, uma vez que o facto de se aumentar o ângulo de resistência ao corte do aterro faz com que diminuam os custos por ser necessário menor quantidade de reforços para resistir às mesmas acções.

Na Figura 5-5 e Figura 5-6 podem-se observar respectivamente as relações de custos em função do ângulo de resistência ao corte do aterro e em função da altura dos maciços, cujos valores são os apresentados no Quadro 5-4.

Verifica-se que à medida que o ângulo de resistência ao corte dos aterros aumenta os custos diminuem, sendo esta diminuição mais significativa à medida que as alturas dos muros são mais elevadas e quando a altura dos muros aumenta, os custos também aumentam, sendo a diferença de custos entre os diferentes valores do ângulo de resistência ao corte semelhante para menores alturas dos muros, aumentando a diferença à medida que aumenta a altura dos mesmos.

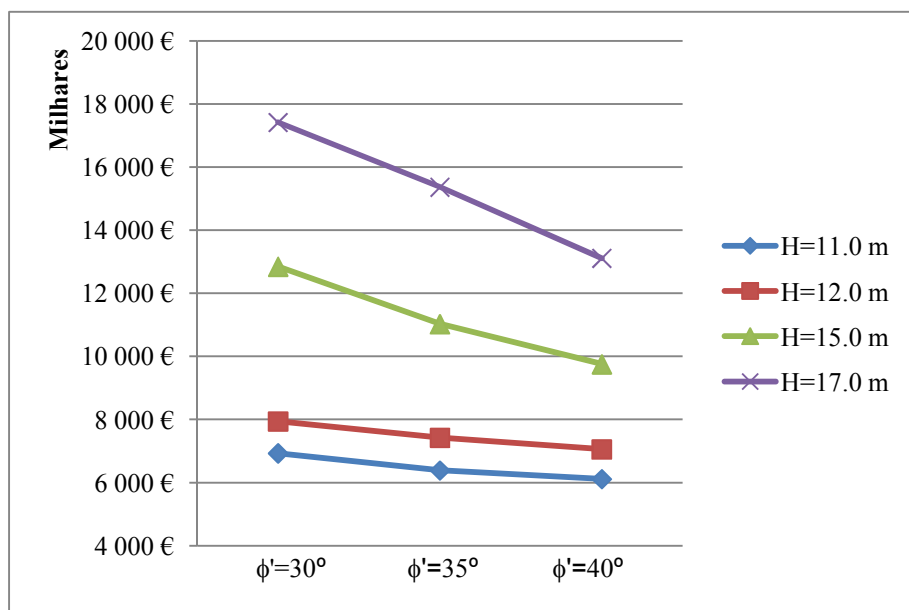


Figura 5-5 - Relação de custos dos reforços inextensíveis em função do ângulo de resistência ao corte do aterro

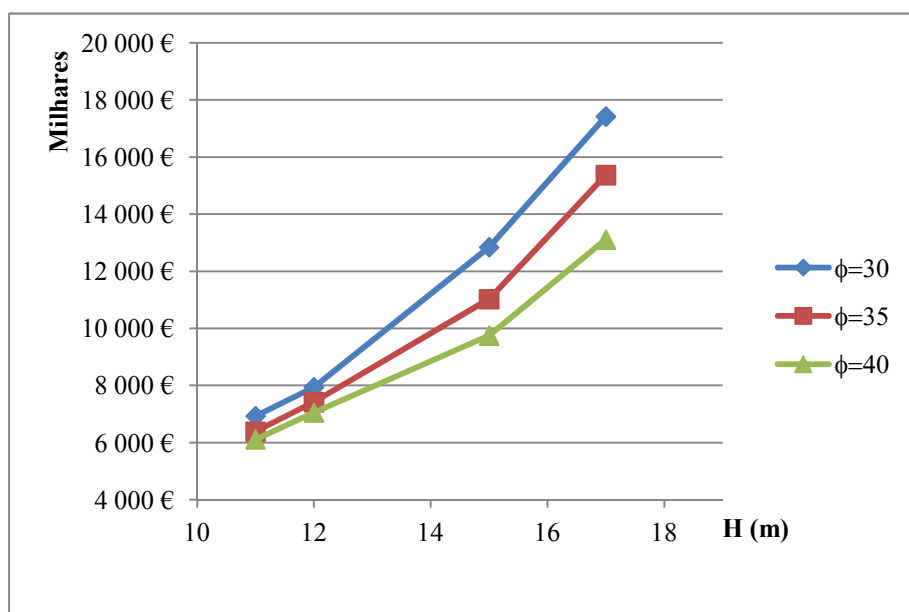


Figura 5-6 - Relação de custos dos reforços inextensíveis em função da altura dos maciços

5.3.2 Reforços extensíveis

Também para os reforços extensíveis foi considerado, no exemplo de cálculo, um ângulo de resistência ao corte do solo reforçado de 35°, analisando-se agora os resultados para a alteração deste valor para 30 e 40°.

Vai ser realizada a análise de custos para a altura do muro do exemplo de cálculo e para as alturas de 11, 15 e 17 m. No Quadro 5-5 apresentam-se os custos totais dos muros e a densidade de elementos para as diferentes alturas de muro e os diferentes valores do ângulo de resistência ao corte.

Quadro 5-5 - Custos totais e densidades de elementos para os reforços extensíveis, variando o ângulo de resistência ao corte do solo reforçado, com $L_m/H_m=0.8$

	ϕ' (°)	Comprimento das bandas (m)	Quantidade de bandas (m/m^2)	Nº de olhais (un)	Nº de olhais (un/m^2)	Custo Total (Milhares€)
H=11 m ($L_m=9.1$ m)	30	873.60	58.05	48	3.19	4 251,19
	35	717.60	42.53	39	2.66	3 703,54
	40	600.60	39.91	33	2.19	3 553,37
H=12 m ($L_m=9.9$ m)	30	1108.80	67.74	56	3.42	4 979,37
	35	891.00	54.44	45	2.75	4 433,28
	40	772.20	47.18	39	2.38	4 134,49
H=15 m ($L_m=12.3$ m)	30	1845.00	90.76	75	3.69	8 077,78
	35	1599.00	78.66	65	3.20	6 583,08
	40	1353.00	66.56	55	2.71	5 990,57
H=17 m ($L_m=13.9$ m)	30	2390.80	104.09	86	3.74	10 261,05
	35	2168.40	94.41	78	3.40	8 973,01
	40	1890.40	82.31	68	2.96	7 550,18

Observando-se o quadro, relativamente à densidade dos reforços, pode dizer-se que, à medida que a altura dos muros aumenta também o número de olhais aumenta.

Observa-se também que à medida que o ângulo de resistência ao corte do aterro aumenta o número de olhais diminui, assim como diminui o comprimento dos reforços, isto acontece porque um solo com um maior ângulo de resistência ao corte tem uma aderência melhor com os reforços resistindo melhor às accções a que o maciço está sujeito.

Relativamente aos custos totais, a variação do ângulo de resistência ao corte implica que está de acordo com o esperado, uma vez que o facto de a quantidade de elementos diminuir faz com que os custos também diminuam.

Na Figura 5-7 e Figura 5-8 podem-se observar respectivamente as relações de custos em função do ângulo de resistência ao corte do aterro e em função da altura dos maciços, cujos valores são os apresentados no Quadro 5-5.

Verifica-se que à medida que o ângulo de resistência ao corte aumenta os custos diminuem, sendo esta diminuição mais significativa para maiores alturas dos muros e quando a altura dos muros aumenta, os custos também aumentam, sendo a diferença de custos entre os diferentes valores do ângulo de resistência ao corte mais acentuado quando os muros têm uma maior altura, isto acontece porque para os muros de 15 e 17 m foi necessário recorrer ao uso de bandas de reforço do tipo FS-50 para se verificar a estabilidade interna. Verificou-se que utilizando ângulos de resistência ao corte de 40° deixa de ser necessário o uso deste tipo de bandas.

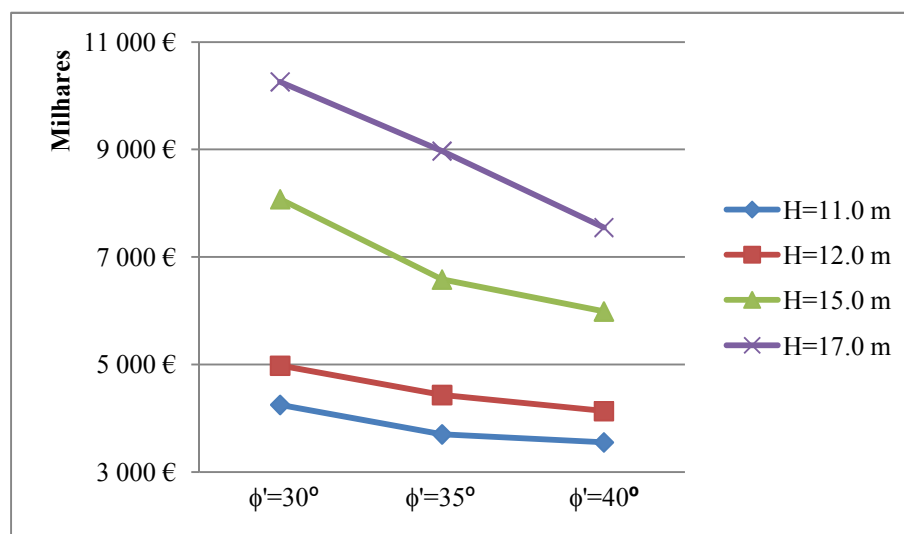


Figura 5-7 - Relação de custos dos reforços extensíveis em função da resistência ao corte do aterro

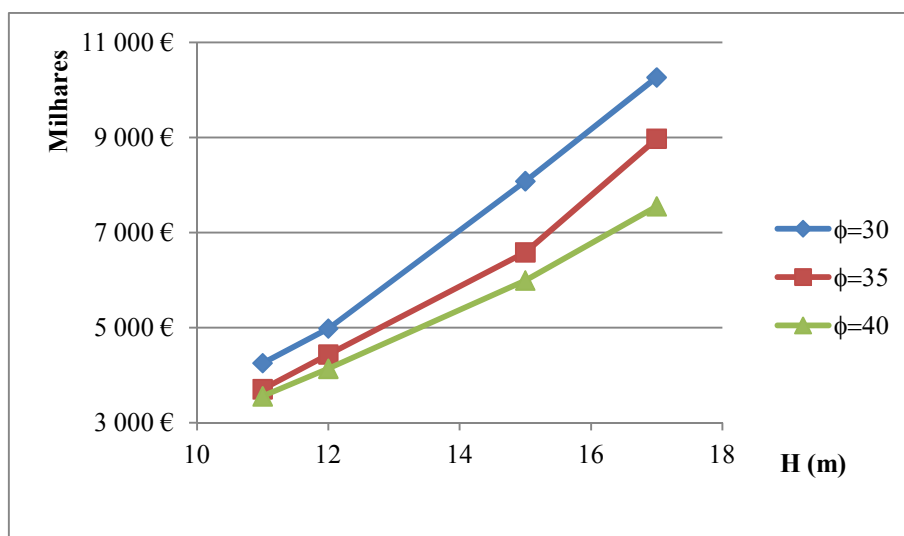


Figura 5-8 - Relação de custos dos reforços extensíveis em função da altura dos maciços

5.4 ZONA SÍSMICA

5.4.1 Reforços Inextensíveis

No exemplo de cálculo do capítulo anterior foi considerado, para os reforços inextensíveis, que o muro se encontrava numa zona sísmica 3 preconizada no EC8, analisando-se agora os efeitos da alteração para as restantes zonas sísmicas.

O estudo da densidade de elementos e dos custos totais vai ser realizado para a altura do muro do exemplo de cálculo, que era de 12 m, e para as alturas de 11, 15 e 17 m, no Quadro 5-6 apresentam-se os resultados.

Quadro 5-6 – Custos totais e densidade de elementos para os reforços inextensíveis, variando as zonas sísmicas, com $Lm/Hm=0.7$ e $\phi'=35^\circ$

	Zona Sísmica	kh	Peso total das barras (kg/m ²)	Nº de olhais	Nº de olhais (un/m ²)	Custo Total (Milhares€)
H=11 m (Lm=8.0 m)	1	0.252	27.89	67	4.45	6 456.23
	2	0.236	27.89	67	4.45	6 456.23
	3	0.200	27.46	66	4.39	6 388.43
	4	0.150	27.46	66	4.39	6 388.43
	5	0.121	27.03	65	4.32	6 320.18
H=12 m (Lm=8.7 m)	1	0.252	30.33	73	4.46	7 424.71
	2	0.236	30.33	73	4.46	7 424.71
	3	0.200	30.33	73	4.46	7 424.71
	4	0.150	26.90	65	3.97	6 835.93
	5	0.121	26.90	65	3.97	6 835.93
H=15 m (Lm=10.8 m)	1	0.252	39.54	95	4.67	11 116.74
	2	0.236	39.54	95	4.67	11 116.74
	3	0.200	39.11	94	4.62	11 025.77
	4	0.150	38.68	93	4.57	10 934.80
	5	0.121	38.68	93	4.57	10 934.80
H=17 m (Lm=12.2 m)	1	0.252	51.92	124	5.40	15 470.63
	2	0.236	51.92	124	5.40	15 470.63
	3	0.200	51.48	123	5.36	15 366.22
	4	0.150	51.05	122	5.31	15 263.44
	5	0.121	51.05	122	5.31	15 263.44

Observando-se o Quadro 5-6 pode dizer-se que à medida que o coeficiente sísmico horizontal diminui, também o número de elementos diminui, embora não seja uma diminuição significativa. Relativamente aos custos totais, estes também diminuem à medida que o coeficiente sísmico horizontal diminui, o que seria de esperar uma vez que são necessários menos elementos de reforços.

Na Figura 5-9 e na Figura 5-10 podem observar-se, respectivamente, as relações de custos do maciço em função da zona sísmica e em função da altura do muro, cujos valores são os apresentados no Quadro 5-6.

Verifica-se mais que a variação dos custos não é significativa quando se varia a zona sísmica e observa-se, mais uma vez, que os custos são mais elevados para muros com maiores alturas.

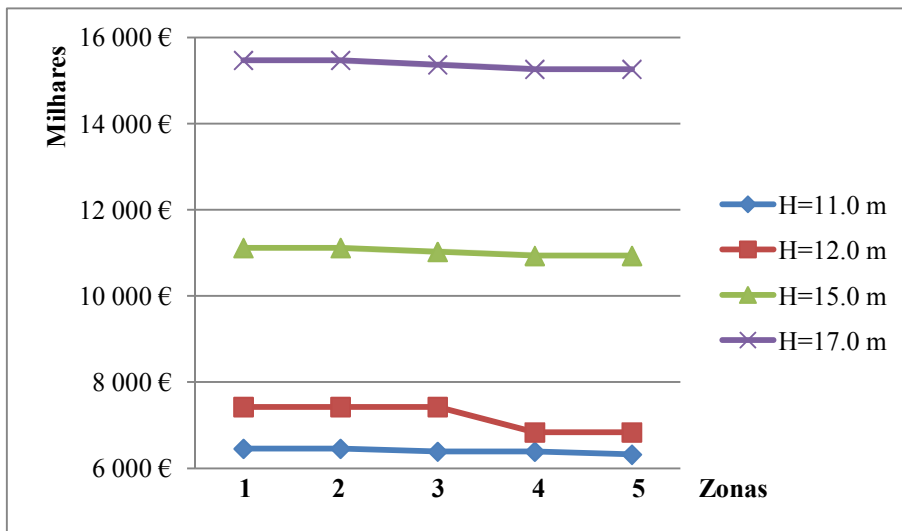


Figura 5-9 - Relação de custos dos reforços inextensíveis em função da zona sísmica

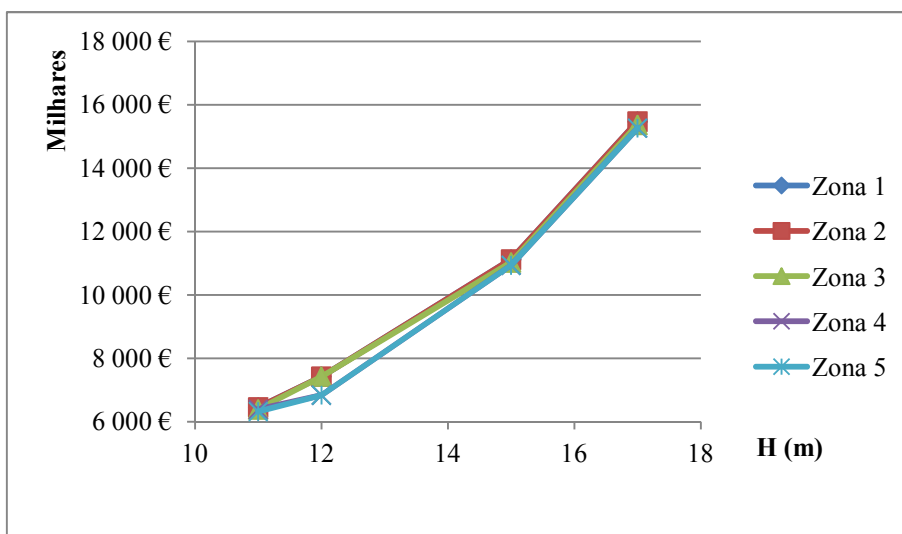


Figura 5-10 - Relação de custos dos reforços inextensíveis em função da altura dos maciços

5.4.2 Reforços extensíveis

Para os reforços extensíveis, tal como para os reforços inextensíveis, foi considerado, no exemplo de cálculo do capítulo anterior que o muro se encontrava numa zona sísmica 3 preconizada no EC8, analisando-se agora os efeitos da alteração para as restantes zonas sísmicas.

O estudo da densidade de elementos e dos custos totais é realizado para as mesmas alturas do muro e no Quadro 5-7 apresentam-se estes parâmetros.

Quadro 5-7 - Custos totais e densidade de elementos para os reforços extensíveis, variando as zonas sísmicas, com $L_m/H_m=0.8$ e $\phi'=35^\circ$

	Zona Sísmica	kh	Comprimento dos reforços (m)	Peso total das barras (kg/m^2)	Nº de olhais	Nº de olhais (un/m^2)	Custo Total (Milhares€)
H=11 m	1	0.252	9.60	49.76	39	2.59	3 910.59
	2	0.236	9.40	48.72	39	2.59	3 879.28
	3	0.200	9.10	47.17	39	2.59	3 832.61
	4	0.150	8.60	44.58	39	2.59	3 754.64
	5	0.121	8.40	43.54	39	2.59	3 723.32
H=12 m	1	0.252	10.40	57.19	45	2.75	4 523.33
	2	0.236	10.20	56.09	45	2.75	4 487.31
	3	0.200	9.90	54.44	45	2.75	4 433.28
	4	0.150	8.80	48.39	45	2.75	4 235.16
	5	0.121	8.70	47.84	45	2.75	4 217.15
H=15 m	1	0.252	12.80	81.86	65	3.20	6 713.22
	2	0.236	12.50	79.94	65	3.20	6 635.14
	3	0.200	11.80	75.46	65	3.20	6 452.94
	4	0.150	10.80	69.07	65	3.20	6 193.06
	5	0.121	10.80	69.07	65	3.20	6 193.06
H=17 m	1	0.252	14.40	97.81	78	3.40	9 156.62
	2	0.236	14.10	95.77	78	3.40	9 046.45
	3	0.200	13.30	90.33	78	3.40	8 752.25
	4	0.150	12.20	82.86	78	3.40	8 124.67
	5	0.121	12.20	82.86	78	3.40	8 124.67

Observando o Quadro 5-7 pode dizer-se que o número de elementos não altera, alterando apenas o comprimento dos reforços necessário para que a segurança em relação ao caso sísmico seja verificada.

Relativamente aos custos totais, estes diminuem à medida que o coeficiente sísmico horizontal diminui, uma vez que é necessário um menor comprimento das bandas para se verificar a segurança.

O facto de em alguns casos ser necessário aumentar o comprimento das armaduras e não o número de elementos, comprova que para as zonas sísmicas 3, 4 e 5 se o muro de solo reforçado estiver bem dimensionado para o caso estático, então este também resiste ao caso sísmico. Já para as zonas sísmicas 1 e 2, o que é necessário para verificar o caso estático não é suficiente para que se verifique a segurança em relação ao caso sísmico, tal como mostra a necessidade de aumentar o comprimento dos reforços.

Na Figura 5-11e na Figura 5-12 podem observar-se, respectivamente, as relações de custos do maciço em função da zona sísmica e em função da altura do muro, cujos valores são os apresentados no Quadro 5-7.

Verifica-se que quanto maior a altura do muro, mais significativa vai ser a variação dos custos quando se variam as zonas.

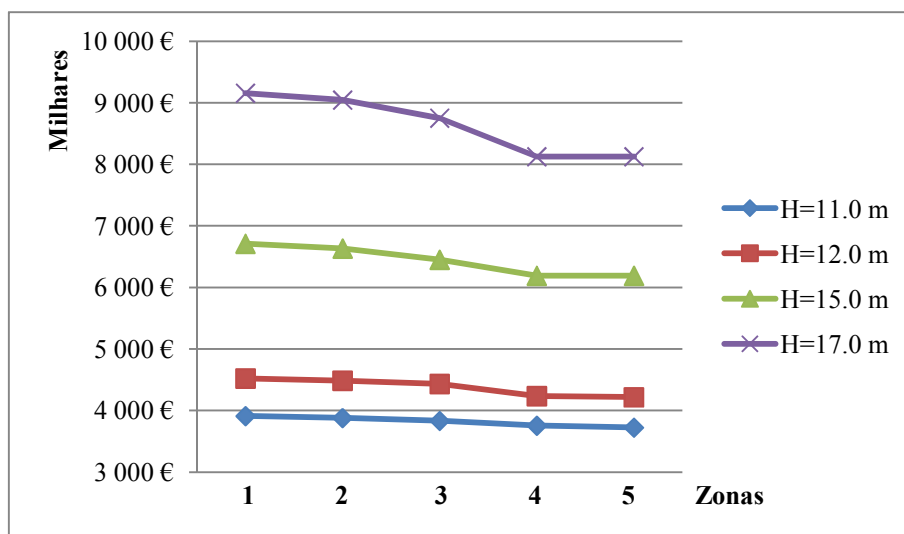


Figura 5-11 – Relação de custos dos reforços extensíveis em função da zona sísmica

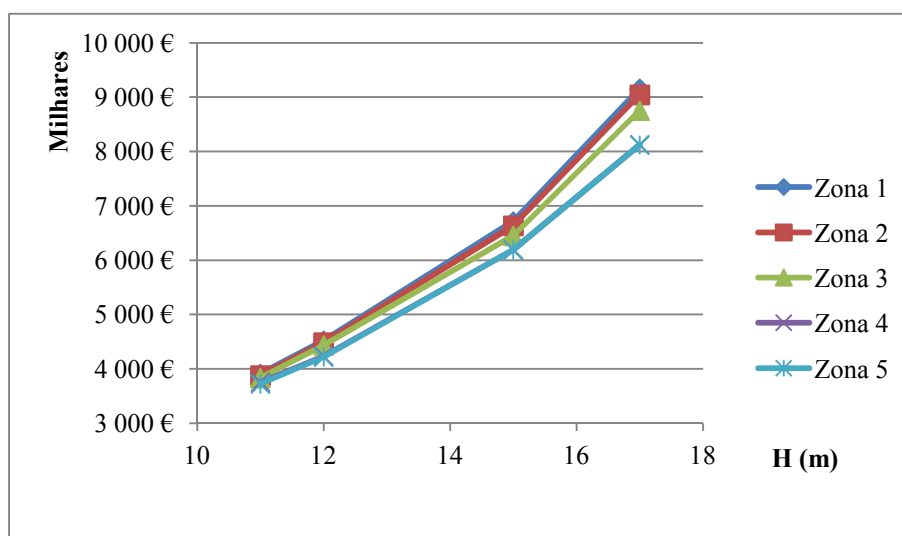


Figura 5-12 - Relação de custos dos reforços extensíveis em função da altura dos maciços

Capítulo 6.

CONCLUSÕES

6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os muros de solos reforçados têm sido cada vez mais procurados para substituir os muros de suporte convencionais, devido às suas vantagens face a estes, tais como, o seu simples e rápido processo construtivo, o seu comportamento flexível e a sua capacidade de resistir a assentamentos diferenciais.

Neste estudo foram apresentadas duas formas distintas de reforçar os muros de terra armada, através de reforços inextensíveis e de reforços extensíveis utilizadas pela empresa VSL, tendo-se esclarecido que este tipo de muros constitui uma solução estrutural relevante, vantajosa e adequada para diversas aplicações em auto-estradas, em meio urbano e montanhoso, com vista à estabilização de taludes, e ainda em ferrovias, marinhas e estruturas industriais de todo o tipo.

Para dimensionar um muro de terra armada é necessário os reforços, o material de aterro e os painéis. Para o bom funcionamento dos muros é necessário que o comprimento dos reforços seja igual a $0.7 H_m$ para reforços inextensíveis e $0.8 H_m$ para reforços extensíveis, sendo H_m a altura fictícia que permite transpor certas regras de dimensionamento dos muros verticais com talude horizontal para muros de geometria mais complexa. O material de aterro deve ser granular para cumprir os requisitos de transferência de tensões dos reforços, de durabilidade e de drenagem, tendo para isso de respeitar critérios relativos às características granulométricas, físico-químico-biológicas e mecânicas. Os painéis, por sua vez, destinam-se a reter o solo na zona do paramento do muro, impedindo a erosão do solo compreendido entre os reforços.

O dimensionamento de muros de terra armada exige três análises de estabilidade, análise da estabilidade externa, interna e global. A análise da estabilidade externa envolve a verificação do

máçio ao deslizamento, derrubamento e rotura da fundação e é realizada através do EC7. A análise da estabilidade interna, que consiste na verificação da rotura e do arranque dos reforços, é realizada através da norma AASHTO, uma vez que o EC7 não se refere a este assunto. Por sua vez, na análise da estabilidade global é realizada através do EC7.

Foi realizado um exemplo de cálculo académico, cujo objectivo foi a demonstração do dimensionamento de muros de terra armada utilizando reforços inextensíveis e reforços extensíveis, fazendo uma análise comparativa dos tipos de reforços. A geometria do muro, as características dos reforços e do aterro foram escolhidas tendo em conta as regras para o bom funcionamento destes muros, ou seja, um comprimento mínimo de 0.7 Hm para reforços inextensíveis e 0.8 Hm para reforços extensíveis e um ângulo de resistência ao corte do material de aterro de 35°. A verificação da estabilidade externa foi realizada analiticamente e a verificação da estabilidade interna foi realizada em folhas de cálculo fornecidas pela VSL, uma para dimensionar muros reforçados com reforços inextensíveis e outra para dimensionar muros com reforços extensíveis. Nas folhas após se introduzirem os parâmetros geométricos do muro, as características do aterro e dos reforços e o coeficiente sísmico, passa-se à selecção da quantidade de reforços, por nível, mais adequada para se verificar a segurança em relação à estabilidade externa e interna. Para a análise da estabilidade global foi utilizado o programa de cálculo automático SLOPE/W, fazendo-se a simulação dos reforços através da introdução de forças ao nível de cada reforço. Na análise da estabilidade externa e interna, verificou-se que ao garantir as características dos reforços e do aterro, facilmente se verificou a segurança do muro de terra armada. Na análise da estabilidade global verificou-se que os valores obtidos, para os reforços inextensíveis e para os reforços extensíveis, dão resultados bastante semelhantes.

Para este exemplo, uma análise comparativa de custos entre os reforços inextensíveis e extensíveis mostrou que os primeiros são bastante mais dispendiosos que os segundos, uma vez que para estes a matéria-prima (fitas poliméricas) e mão-de-obra é mais barata e existe uma facilidade no transporte, pois as fitas são vendidas em rolos, que facilmente são transportados, enquanto que as armaduras são transportadas com o comprimento que vão ter em obra.

Por fim foi realizada uma análise paramétrica fazendo variar, tanto para os reforços inextensíveis como para os reforços extensíveis, o comprimento dos reforços, o ângulo de resistência ao corte do aterro e as cinco zonas sísmicas preconizadas no EC8.

Ao variar-se o comprimento dos reforços para as relações Lm/Hm do capítulo 5 e para as alturas do muro compreendidas entre 11 a 17 m, concluiu-se que, para ambos os tipos de reforços, quando a relação Lm/Hm aumenta, o número de elementos necessários para verificar a segurança diminuiu, mas os custos aumentaram, uma vez que o aumento da relação Lm/Hm implica o aumento do comprimento dos reforços, os custos também aumentaram em função do aumento da altura do

muro, o que não é estranho, uma vez que se a altura do muro aumentar, também aumentam as acções a que este tem de resistir.

Quando se variou o ângulo de resistência ao corte do aterro para os valores de 30, 35 e 40° e para as alturas do muro compreendidas entre 11 a 17 m, tanto para os reforços inextensíveis como para os reforços extensíveis, o número de elementos diminuiu, assim como os custos, estes aumentaram à medida que aumentaram a altura dos muros. A razão para se considerar um valor mínimo do ângulo de resistência ao corte igual a 34° torna-se visível quando ao utilizar-se valores inferiores se verificou que é necessário utilizar um maior número de elementos, o que se tornou mais dispendioso. Verificou-se também que em termos de custos seria mais vantajoso utilizar ângulos de resistência ao corte superiores ao mínimo recomendado, mas tem de se ter em conta que em casos reais tenta-se aproveitar ao máximo as características do terreno já existente, sendo difícil obter terrenos com uma resistência ao corte tão elevada.

Quando se variou a zona sísmica, para alturas do muro compreendidas entre 11 a 17m, do coeficiente sísmico mais elevado de 0.255 para o mais baixo de 0.082, verificou-se que para os reforços inextensíveis a densidade de elementos diminuiu e para os reforços extensíveis manteve-se, sendo que, para estes, foi necessário variar os comprimentos dos reforços para verificar a estabilidade interna. Já os custos diminuíram para ambos os tipos de reforços.

6.2 OBSERVAÇÕES FINAIS

No estudo realizado ficou bem patente que os muros de suporte de solos reforçados são mais vantajosos que os muros de suporte tradicionais em casos onde o solo de fundação tem características fracas. Ficou ainda provado que a utilização de reforços extensíveis é mais económica do que os reforços inextensíveis, em qualquer situação de dimensionamento, pois os primeiros têm uma matéria-prima (fitas poliméricas) e mão-de-obra mais barata e facilidade no transporte.

Faltou neste estudo o acompanhamento de uma obra, para uma melhor e mais rápida compreensão do funcionamento dos muros de terra armada. Tal não foi possível pois, aquando da realização da dissertação, não havia nenhuma obra a ser realizada em Portugal.

Neste estudo, foram apenas analisados alguns parâmetros que influenciam o dimensionamento deste tipo de muros, relativamente à análise sísmica esta poderá ter falta de uma análise mais detalhada.

6.3 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Com este trabalho, tentou-se contribuir para um melhor entendimento do funcionamento dos muros de terra armada reforçados com reforços inextensíveis e reforços extensíveis.

Apesar de a evolução destes muros não poder deixar de passar pelo aterro executado e pela inclusão dos reforços, existem alguns estudos que podem ser realizados, nomeadamente ao nível do paramento.

Ao nível do paramento existe, noutros países, a montagem dos paramentos com painéis que acompanham a geometria do muro. Seria interessante estudar os efeitos destes painéis no dimensionamento e nos custos dos muros de terra armada uma vez que estão envolvidos neste processo outro tipo de equipamentos.

Para além do estudo do paramento, que seria o que teria mais interesse estudar, poder-se-á estudar os muros de terra armada como muros de encontros de ponte, uma vez que são muito utilizados para este efeito e a acção sísmica preconizada pelo EC8.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO (1991), *Guide specifications for seismic design of highway bridges*, Retained Earth Walls.

AASHTO (2002), *Standard Specifications for Highway Bridges*, 17ª Edição.

AASHTO (2005), *LRFD Bridge Specifications*, 3ª Edição, Washington D. C.

Al-Yassin, Z. (1980), *Laboratory pullout test, results on VSL Retained Earth*, VSL Corporation.

Ambraseys N. (1958), The seismic stability of earth dams. PhD Thesis, Imperial College, University of London.

Anderson, P. L.; Bastick, M. J. (1983), *Finite element study of reinforced earth structures using the Rosalie program*, Internal Report R31, Terre Armée Institute.

Bacot, J. ; Lareal, P. (1973), *Étude sur modèles réduits tridimensionnels de la rupture de massifs en terre armée*, Revue Travaux, nº463.

Baião, C. J.; Brito, J. A. M.; Martins, Z. Q.; Silva, C. A. (2000), *Muros de solos reforçados com malhas de armaduras. O caso do muro M2 do MARL – Mercado abastecedor da região de Lisboa*, VII Congresso Nacional de Geotecnia, vol. II: páginas 701-712.

Bastick, M. ; Schlosser, F. ; Amar, S. ; Canepa, Y. (1991), *Efforts et déformations dans une culée expérimentale en terre armée*, X ECSMFE, Firenze.

Berg, R.; Christopher, B.; Samtani, N. (2009), *Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes*, U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, vol.1, Washington D. C.

Binquet, J.; Carlier, P. (1973), *Étude expérimentale de la rupture de murs en terre armée sur modèles tridimensionnels*, Internal Report, LCPC.

Bishop, A. W. (1955), *The use of the slip circle in the stability analysis of slopes*, The institution of civil engineers.

Boden, J. B.; Irwin, M. J.; Pocock, R. G. (1977), *Construction of experimental reinforced earth wall*, TRRL Symposium Reinforced Earth and Other Composite Soil Techniques, Edinburgh, Supplementary Report nº 457, Transport and Road Research Laboratory.

Bowles, J. E. (1997), *Foundation analysis and design*, McGraw-Hill International Editions, fifth edition.

Brito, J. M.; Baião, C. J. O. (1995), *Dimensionamento sísmico de muros de solos reforçados com malhas de armaduras VSL*, 5º Congresso Nacional de Geotecnia, vol. 2: páginas 83-97.

Brito, J. M.; Martins, Z.; Baião, C.; Santos, C. (1995), *Muros de solos reforçados com malhas de armaduras VSL*, 5º Congresso Nacional de Geotecnia, vol. 2: páginas 65-82.

BS EN 14475 (2006), *Execution of special geotechnical works – Reinforced fill*, British Standard.

Buhan, P. ; Salençon, J. (1987), *Analyse de stabilité des ouvrages en sols renforcés par une méthode d'homogénéization*, Géotechnique, nº41.

VSol (2003), *Especificação técnica. Design criteria para muros de solos reforçados Polymeric VSol*, VSL Retained Earth.

Christopher, B. (1989), *Design and Constructions Guidelines for reinforced earth structure*, FHWA-RD-89-043, Volume I, Federal Highway Administration.

Craig, R. F. (2004), *Craig's Soil Mechanics*, Department of Civil Engineering, University of Dundee UK, seventh edition.

Elias, V. (1979), *Friction in reinforced earth utilizing fine grained backfills*, Coll. Int. sur le Renforcement des sols, Paris.

Félix, C. M. S. (1991), *Comportamento dos muros de terra armada*, Dissertação de mestrado da Faculdade de Engenharia do Porto.

Félix, C., Gonçalves, M. e Cardoso, A. S. (1989), *Dimensionamento de estruturas de Terra Armada. Um programa de cálculo automático*, 3º Encontro Nacional de Geotecnia, Porto.

Fellenius, W. (1936), *Calculation of the Stability of Earth Dams*, Proceedings of the Second Congress of Large Dams, vol. 4, páginas 445-463.

Fernandes, M. M. (1989), *Uma reflexão sobre os coeficientes de segurança de muros de suporte*, 3º Encontro Nacional de geotecnia, vol. 2: páginas I-79 a I-94, Porto.

FHWA-NHI-00-043 (2001), *Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes design & construction guidelines*, U. S. Department of Transportation Federal Highway Administration.

Forsyth, R. A. (1987), *Investigation of corrosion at 14 mechanically stabilized embankments sites*, Department of Transportation, California.

Gueguan, Y.; Legeay, G. (1969), *Étude en laboratoire de la terre armée en modèles réduits bidimensionnels*, Rapport département des sols et fondations, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Guellec, P. ; Humbert, P. ; Ricard, A. (1976), *La méthode des éléments finis et le système ROSALIE*, Bull. Liaison Laboratoire des Ponts et Chaussées, n°81.

Guerra, N. (2008), *Folhas da disciplina de Fundações – Introdução aos métodos de determinação de cargas de colapso*, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

<http://elportaldeklara.com/piramidologia18.html> [consultado a 15 de Dezembro de 2011]

<http://www.brasilecola.com/china/muralha-china.htm> [consultado a 14 de Dezembro de 2011]

InfraGeo Co., Lta, (2007), *FASTEN strip for reinforced soil applications*, Technical Report.

Janbu, N. (1954), *Applications of composite slip surface for stability analysis*, Proceedings of the European Conference on the Stability of Earth Slopes, Stockholm, vol. 3, páginas 39-43.

Juran, I.; Elias, V.; Richardson, G. N. (1982), *Design of reinforced earth structure*, Louisiana State University, Louisiana.

LCPC-SETRA – Laboratoire Central des Ponts et Chaussées-Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (1979), *Les Ouvrages en Terre Armée*, Recommandations et règles de l'art, Ministère des Transports, France.

Legeay, G. (1978), *Étude sur modèles réduits de murs en terre armée*, Thèses Université Pierre et Marie Curie, France.

Legrand, J. (1972), *La terre armée*, Note d'Infor. Techn., Lab. Central des Ponts et Chaussées.

LRFD (2005), *Bridge Design Specifications*, AASHTO, 3ª Edição.

Makdisi, F. I.; Seed, H. B. (1977), *Simplified procedure for evaluating embankment response*, JGED, ASCE, Vol. 105, n° GT12, Dezembro.

Martins, Z. Q. (2009), *Projecto de fabrico e montagem: Muros em solos reforçados*, VSL Sistemas Portugal.

Meyerhof, G. G. (1953), *The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads*, IIIICSMFE, Zurich.

Mineiro, A. J. C. (1975), *Dinâmica de solos frágeis*, Tese de Doutoramento, Lisboa.

- Mineiro, A. J. C. (1978), *Mecânica dos solos e fundações*, Universidade Nova de Lisboa.
- Mineiro, A. J. C. (1979), *Revisão crítica de conceitos básicos em engenharia sísmica*, Ordem dos Engenheiros, Dezembro.
- NP EN 1997-1 (2010), *Eurocódigo 7: Projecto Geotécnico – Parte 1: Regras Gerais*.
- NP EN 1998-1 (2010), *Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência ao sismo – Parte 1: Regras Gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*.
- NP EN 1998-5 (2010), *Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência ao sismo – Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos*.
- Retained Earth Walls (1991), *Determination of anchorages factors*, VSL International.
- Richardson, G. N. (1978), *Earthquake resistant reinforced earth walls*, Symposium of Earth Reinforcement, AECE, Pittsburg.
- Schlosser, F. (1978), *History, current and future developments of reinforced earth*, Symposium of Soil Reinforcement and Stabilizing Techniques in Engineering Practice, Australian Society of Civil Engineers, Sidney.
- Schlosser, F. (1998), *Evaluation du procédé VSol au regard des dispositions de la norme NFP94 - 220*, TERRASOL – Bureau d'ingénieurs – conseils en géotechnique, França.
- Schlosser, F.; Long, N. T. (1975), *Choix du matériau de remblai*, Dimensionnement des Ouvrages en Terre Armée, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- Schlosser, F.; Long, N. T. (1975), *Fonctionnement et comportement de la terre armée*, Dimensionnement des Ouvrages en Terre Armée, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- SLOPE/W (2010), *Stability modeling with SLOPE/W 2007 version*, GEO-SLOPE International Ltd., Canada.
- The reinforced earth company (1990), *Seismic design of reinforced earth retaining walls and bridge abutments*.
- U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration (2001), *Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes design and construction guidelines*, National Highway Institute – Office of bridge Technology, USA.
- Valero, F.; Ferreira, C. A. (1985), *Terra Armada*, 1º Encontro Nacional de Geotecnia, vol. 1: páginas III-13 a III-38, Lisboa.

Vidal, H. (1966), *La Terre Armée*, Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, n°s 223 e 224.

Vidal, H. (1994), *Reinforced earth, Design, Materials and Construction*, The Retained Earth Company, Washington.

VSL (2008), *Manuel d'installation du système TERRE RENFORCEE*.

Anexo A – Determinação do coeficiente sísmico horizontal na base segundo o EC8

Para a consideração da acção sísmica no dimensionamento dos muros de terra armada é necessário determinar o coeficiente sísmico horizontal preconizado no EC8, considerando todas as zonas sísmicas e a acção sísmica tipo 1 e tipo 2. O coeficiente sísmico horizontal é constante para muros com alturas até 10 m e para muros com alturas superiores é necessário fazer uma análise unidimensional da propagação vertical das ondas de corte. Para determinar o coeficiente sísmico para muros de terra armada superiores a 10 m de altura foi realizada uma análise unidimensional da propagação vertical das ondas de corte para muros com alturas de 10, 12, 14, 16, 18 e 20 m.

Segundo o EC8, para alturas de muros menores que 10 m, o coeficiente sísmico horizontal é constante em altura sendo determinado através da expressão 3.25. Da análise do Quadro 3-3 considera-se, deforma simplificada, $r=1$, o que admite que a estrutura não deforma.

Temos que $\alpha = \frac{a_g}{g}$, em que, $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$. O coeficiente de importância, γ_I , é considerado igual a 1.0, pois está associado ao período de retorno de referência (T_{NCR}) de 50 anos escolhido pelas autoridades nacionais, preconizado no EC8. Os valores de a_{gR} (aceleração máxima à superfície do terreno), que dependem das zonas sísmicas, são preconizados no EC8 anexo NA-3.2.1 (2).

O valor do coeficiente do solo, S , em função do tipo de terreno e da acção sísmica está preconizado no EC8. Sendo o terreno em estudo do tipo A, tem-se para a acção sísmica do tipo 1 e 2 e para todas as zonas sísmicas, $S=1.0$.

Após determinados estes parâmetros obtêm-se, através da expressão 3.25, os valores do coeficiente sísmico horizontal em função da zona sísmica e da acção sísmica, que se podem observar no Quadro A - 1.

Quadro A - 1 - Valores do coeficiente sísmico horizontal para $H < 10\text{m}$, de acordo com o EC8

	Zona sísmica	a_{gR} (m/s^2)	α	k_h
Acção sísmica Tipo 1	1	2.5	0.255	0.255
	2	2.0	0.204	0.204
	3	1.5	0.153	0.153
	4	1.0	0.102	0.102
	5	0.6	0.061	0.061
	6	0.35	0.082	0.082
Acção sísmica tipo 2	1	2.5	0.255	0.255
	2	2.0	0.204	0.204
	3	1.7	0.173	0.173
	4	1.1	0.112	0.112
	5	0.8	0.082	0.082

A simplificação consiste em considerar este coeficiente constante em altura para muros até 10m. Mas para muros com alturas superiores a 10 m terá de se realizar uma análise unidimensional da propagação vertical das ondas de corte ao longo do maciço suportado, como explicado a seguir.

- **Análise unidimensional da propagação vertical das ondas de corte**

A velocidade de propagação das ondas de corte é dada pela expressão 3.18 e depende da compacidade e da consistência dos materiais, em Mineiro (1979) apresentam-se valores característicos.

No exemplo de cálculo do capítulo 4 considerou-se um muro de suporte de solos reforçados com uma altura de 12 m suportando um solo com peso volúmico de 20 kN/m^3 e com uma velocidade de propagação das ondas de corte de 200 m/s, situado na zona 3 num terreno de fundação tipo A (porque se trata de uma camada semi-infinita assente numa base rígida) para o qual se pretende determinar o coeficiente sísmico correspondente à acção sísmica do tipo 2.

Arbitrando $\gamma_{med} = 0.05\%$ da Figura 3-10 obtém-se os valores do módulo de distorção e do amortecimento e da expressão 3.31 obtém-se o período:

- $G/G_{max} = 0.42; \beta = 12.5\%$
- $G/G_{max} = (v_s/v_{smax})^2 \rightarrow v_s = \sqrt{G/G_{max}} \cdot v_{smax} = \sqrt{0.42} \times 200 = 129.62 \text{ m/s}$
- $T_1 = \frac{4 \times 12}{(2 \times 1 - 1) \times 129.62} = 0.37 \text{ s}$

Tratando-se da zona sísmica 3, de um terreno de fundação tipo A e uma acção sísmica tipo 2, obtém-se:

- $a_{gR} = 1.7 \text{ m/s}^2$
- $S = 1.0$
- $T_B = 0.1 \text{ s}; T_C = 0.25 \text{ s}; T_D = 2.0 \text{ s}$

Têm-se portanto segundo o EC8:

- $T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \left(\frac{T_C}{T} \right)$
- $\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\beta}} = \sqrt{\frac{10}{5+12.5}} = 0.756$
- $0.25 \leq 0.37 \leq 2.0: S_{e1}(T) = 1.7 \times 1.0 \times 0.756 \times 2.5 \times \left(\frac{0.25}{0.37} \right) = 2.17 \text{ m/s}^2$

Através da expressão 3.37 pode então calcular-se a distorção média equivalente:

$$(\gamma_{med})_{eq} = 0.65 \times 0.5057 \times \frac{12}{129.62^2} \times 32.17 = 0.059\%$$

Uma vez que 0.059% está próximo do γ_{med} adoptado, conclui-se que a aceleração espectral é de 2.17 m/s^2 . Determinam-se agora as acelerações espectrais para o segundo e terceiro modo de vibração.

- $T_2 = \frac{4 \times 12}{(2 \times 2 - 1) \times 129.62} = 0.12 \text{ s}$
- $T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5$
- $0.10 \leq 0.12 \leq 0.25: S_{e2}(T) = 2.5 \times 1.0 \times 0.756 = 3.21 \text{ m/s}^2$
- $T_3 = \frac{4 \times 12}{(2 \times 3 - 1) \times 129.62} = 0.074 \text{ s}$
- $0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right]$
- $0 \leq 0.074 \leq 0.10: S_{e3}(T) = 1.7 \times 1.0 \times \left[1 + \frac{0.074}{0.10} \cdot (0.756 \times 2.5 - 1) \right] = 2.82 \text{ m/s}^2$

Utilizando a combinação quadrática, expressão 3.36, determinam-se as acelerações relativas para as relações z/H de 0 a 1 com intervalo 0.05. No Quadro A - 2 apresentam-se os valores da aceleração relativa e do α , que é a razão entre as acelerações relativas e a aceleração da gravidade, em profundidade.

Quadro A - 2 - Valores da aceleração relativa e do α em profundidade

	n=1		n=2		n=3		Comb. Quadrática	
z/H	ϕ_1	$\phi_1 L_1$	ϕ_2	$\phi_2 L_2$	ϕ_3	$\phi_3 L_3$	$\ddot{u}(z, t)$	α
0	1	1.2732	1	-0.4244	1	0.2547	3.1624	0.32
0.05	0.9969	1.2693	0.9724	-0.4127	0.9239	0.2353	3.1268	0.32
0.1	0.9877	1.2576	0.8911	-0.3782	0.7071	0.1801	3.0287	0.31
0.15	0.9724	1.2381	0.7604	-0.3227	0.3827	0.0975	2.8915	0.30
0.2	0.9511	1.2109	0.5878	-0.2495	1.33E-06	3.38E-07	2.7458	0.28
0.25	0.9239	1.1763	0.3827	-0.1624	-0.9234	-0.2353	2.6873	0.27
0.3	0.8910	1.1345	0.1564	-0.0664	-0.7071	-0.1801	2.5214	0.26
0.35	0.8526	1.0856	-0.0784	0.0333	-0.9239	-0.2353	2.4486	0.25
0.4	0.8090	1.0301	-0.3090	0.1312	-1	-0.2547	2.3842	0.24
0.45	0.7604	0.9682	-0.5225	0.2218	-0.9239	-0.2353	2.3145	0.24
0.5	0.7071	0.9003	-0.7071	0.3001	0.7071	0.1801	2.2361	0.23
0.55	0.6495	0.8269	-0.8526	0.3619	-0.3827	-0.0975	2.1549	0.22
0.6	0.5878	0.7484	-0.9511	0.4036	-4E-06	-1E-06	2.0775	0.21
0.65	0.5225	0.6653	-0.9969	0.4231	0.3827	0.0975	2.0013	0.20
0.7	0.4540	0.578	-0.9877	0.4192	0.7071	0.1802	1.9087	0.19
0.75	0.3827	0.4873	-0.9239	0.3921	-0.3827	-0.0975	1.6671	0.17
0.8	0.3090	0.3935	-0.8090	0.3434	1	0.2547	1.5687	0.16
0.85	0.2335	0.2972	-0.6495	0.2756	0.9239	0.2353	1.2806	0.13
0.9	0.1564	0.1992	-0.4540	0.1927	0.7071	0.1802	0.9098	0.09
0.95	0.0785	0.0999	-0.2335	0.0991	0.3827	0.0975	0.4731	0.05
1	1.33E-06	1.69E-06	-4E-06	1.69E-06	6.63E-06	1.69E-06	8.1E-06	
Ln	1.273		-0.424		0.255			Média 0.222
$S_e(T)$ (m/s^2)	2.17		3.21		2.82			

Para determinar o coeficiente sísmico utiliza-se na expressão 3.25 o α_{med} , obtendo-se o seguinte valor:

$$k_h = \alpha \cdot \frac{S}{r} = 0.222 \times \frac{1}{1} = 0.222$$

Fazendo agora a mesma análise para as alturas de 10, 12, 14, 16, 18 e 20 m, para o sismo tipo 1 e tipo 2 e variando as zonas sísmicas, obtêm-se os resultados apresentados no Quadro A - 3.

Quadro A - 3 - Valores do coeficiente sísmico em função da altura do muro e das zonas sísmicas para o sismo tipo 1 e tipo2

	Zona Sísmica	H=10m	H=12m	H=14m	H=16m	H=18m	H=20m
Sismo tipo 1	1	0.407	0.408	0.409	0.362	0.303	0.281
	2	0.325	0.326	0.327	0.310	0.299	0.247
	3	0.266	0.257	0.245	0.245	0.224	0.207
	4	0.180	0.181	0.179	0.174	0.166	0.152
	5	0.120	0.119	0.115	0.112	0.109	0.109
	6	0.077	0.078	0.071	0.071	0.071	0.071
Sismo tipo 2	1	0.309	0.290	0.251	0.233	0.220	0.210
	2	0.299	0.262	0.236	0.219	0.205	0.194
	3	0.254	0.222	0.201	0.186	0.174	0.165
	4	0.192	0.168	0.150	0.138	0.129	0.121
	5	0.156	0.136	0.121	0.111	0.103	0.097

Na Figura A - 1 são ilustrados os valores, do quadro acima, para os coeficientes sísmicos em função da altura do muro e das zonas sísmicas para o sismo tipo 1 e tipo 2.

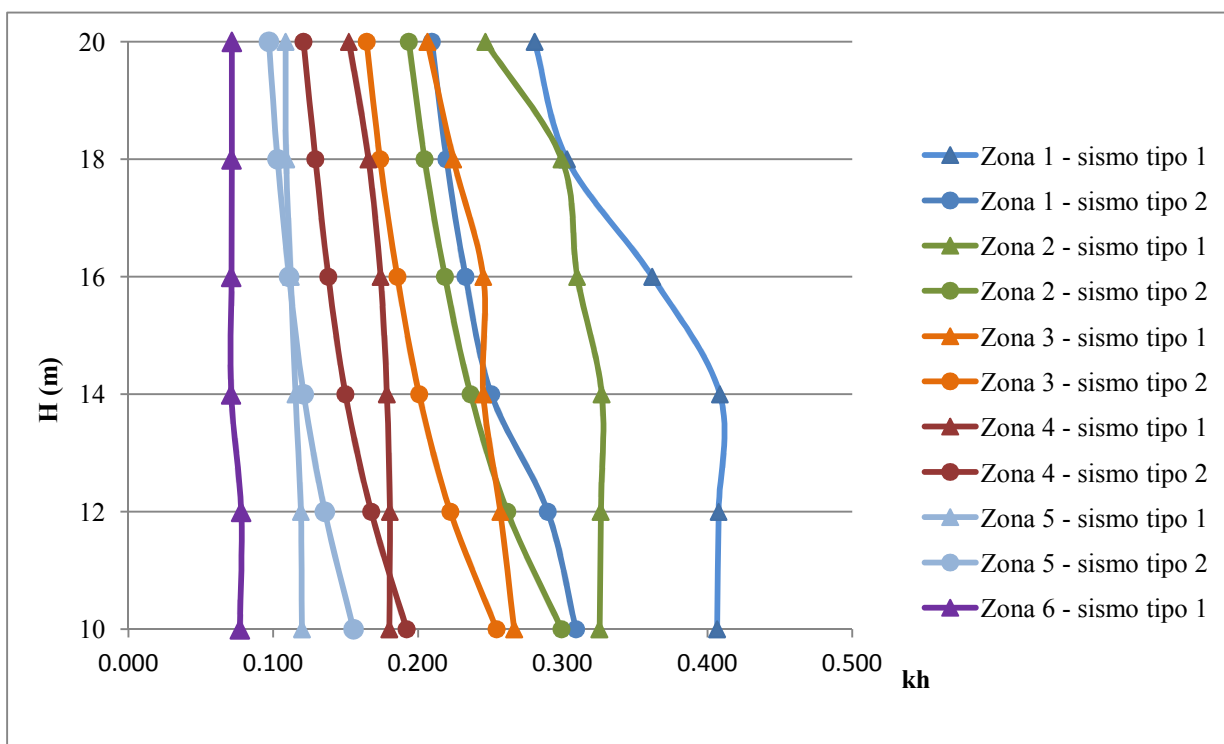


Figura A - 1 - Coeficiente sísmico em função da altura do muro e das zonas sísmicas 1, 2, 3, 4 e 5 para o sismo tipo 1 e tipo2

A análise da Figura A - 1 mostra que a acção sísmica tipo 1 conduz a resultados mais desfavoráveis que a acção sísmica tipo 2, exceptuando a zona 5 onde a acção sísmica tipo 2 é mais desfavorável para alturas até 14 m. Julga-se que atendendo à natureza da acção sísmica tipo 1 (sismos gerados em terra), esta só deve ser tida em conta em locais em que a sismicidade regional assim o aconselhe, ou seja, no caso de as estruturas estarem situadas a pequenas distâncias de falhas activas.

Para os casos correntes, deverão pois adoptar-se os valores relativos à acção sísmica tipo 2. Propõem-se assim, que sejam adoptados os coeficientes sísmicos de cálculo e factores de amplificação, no dimensionamento sísmico de muros de suporte de solos reforçados, desde que estejam nas condições indicadas, indicados no Quadro A - 4.

Quadro A - 4 - Coeficiente sísmico de cálculo e factor de amplificação em função da zona sísmica

Zona sísmica	Coeficiente sísmico		Factor de amplificação	
	H < 10m	10m < H < 20m	H < 10m	10m < H < 20m
2.1	0.255	0.252	1.0	0.99
2.2	0.204	0.236	1.0	1.16
2.3	0.173	0.200	1.0	1.16
2.4	0.112	0.150	1.0	1.33
2.5	0.082	0.121	1.0	1.48

Anexo B – Cálculos da estabilidade interna para todos os níveis de reforços

Cálculo das tensões a actuar nos reforços e dos factores necessários para determinar a resistência ao arranque dos reforços.

Nível	k_r		$\sigma_{hr}(z)$ (kPa)		$\sigma_{ha}(z)$ (kPa)		$L_{ef}(z)$ (m)		$F^*(z)$		$F_s^*(z)$		$R_c(z)$	
	Inext.	Ext.	Inext.	Ext.	Inext.	Ext.	Inext.	Ext.	Inext.	Ext.	Inext.	Ext.	Inext.	Ext.
1	0.63	0.27	9.2	6.80	9.2	6.80	4.94	3.85	0.51	0.49	0.41	0.39	0.49	0.41
2	0.59	0.27	17.6	12.3	17.6	12.3	4.94	4.24	0.47	0.49	0.38	0.39	0.38	0.27
3	0.55	0.27	24.5	17.8	24.5	17.8	4.94	4.63	0.44	0.49	0.35	0.39	0.38	0.27
4	0.50	0.27	30.2	23.3	30.2	23.3	4.94	5.02	0.41	0.49	0.32	0.39	0.38	0.27
5	0.46	0.27	34.4	28.8	34.4	28.8	4.94	5.41	0.37	0.49	0.30	0.39	0.38	0.27
6	0.41	0.27	37.3	34.3	37.3	34.3	4.94	5.80	0.34	0.49	0.27	0.39	0.38	0.27
7	0.37	0.27	38.8	39.8	38.8	39.8	4.94	6.19	0.30	0.49	0.24	0.39	0.38	0.27
8	0.33	0.27	39.4	45.3	39.4	45.3	4.94	6.58	0.27	0.49	0.22	0.39	0.38	0.27
9	0.33	0.27	44.4	50.7	44.4	50.7	5.20	6.97	0.27	0.49	0.21	0.39	0.38	0.41
10	0.33	0.27	49.3	56.2	49.3	56.2	5.66	7.36	0.27	0.49	0.21	0.39	0.38	0.41
11	0.33	0.27	54.3	61.7	54.3	61.7	6.11	7.75	0.27	0.49	0.21	0.39	0.38	0.41
12	0.33	0.27	59.2	67.2	59.2	67.2	6.57	8.14	0.27	0.49	0.21	0.39	0.49	0.41
13	0.33	0.27	64.2	72.7	64.2	72.7	7.03	8.53	0.27	0.49	0.21	0.39	0.49	0.55
14	0.33	0.27	69.1	78.2	69.1	78.2	7.49	8.92	0.27	0.49	0.21	0.39	0.61	0.55
15	0.33	0.27	74.1	83.7	74.1	83.7	7.94	9.31	0.27	0.49	0.21	0.39	0.61	0.55
16	0.33	0.27	79.1	89.2	79.1	89.2	8.40	9.70	0.27	0.49	0.21	0.39	0.61	0.55

Verificação da segurança dos reforços à rotura para os reforços inextensíveis e extensíveis para o caso estático e sísmico.

Caso Estático								Caso Sísmico								
	σ_m (MPa)	$R_{tracc}(z)$ (kN)	$T_r(z)$ (kN)		$\sigma_r(z)$ (kN)	$FS_r(z)$		σ_m (MPa)	$R_{tracc}(z)$ (kN)	$T_r(z)$ (kN)		$\sigma_r(z)$ (kN)	$R_{hri}(z)$ (kN)		$FS_r(z)$	
Nível	Inext.	Ext.	Inext.	Ext.	Inext.	Inext.	Ext.	Inext.	Ext.	Inext.	Ext.	Inext.	Inext.	Ext.	Inext.	Ext.
1	240	68.1	11.8	10.4	69.5	5.90	6.55	320	90.8	22.1	10.4	92.7	10.6	7.1	4.14	6.19
2	240	45.4	17.7	12.2	55.6	3.15	3.72	320	60.5	27.9	12.2	74.2	10.6	7.9	2.63	3.58
3	240	45.4	24.7	17.6	55.6	2.25	2.57	320	60.5	34.9	17.6	74.2	10.6	8.6	2.10	2.66
4	240	45.4	30.3	23.1	55.6	1.83	1.97	320	60.5	40.6	23.1	74.2	10.6	9.3	1.81	2.11
5	240	45.4	34.6	28.5	55.6	1.61	1.59	320	60.5	44.9	28.5	74.2	10.6	10.0	1.64	1.75
6	240	45.4	37.5	33.9	55.6	1.48	1.34	320	60.5	47.8	33.9	74.2	10.6	10.8	1.54	1.50
7	240	45.4	39.1	39.4	55.6	1.42	1.15	320	60.5	49.3	39.4	74.2	10.6	11.5	1.49	1.31
8	240	45.4	39.6	44.8	55.6	1.40	1.01	320	60.5	49.9	44.8	74.2	10.6	12.2	1.48	1.16
9	240	68.1	44.6	50.2	55.6	1.25	1.36	320	90.8	55.4	50.2	74.2	11.1	12.9	1.33	1.57
10	240	68.1	49.6	55.7	55.6	1.12	1.22	320	90.8	61.4	55.7	74.2	12.1	13.7	1.20	1.42
11	240	68.1	54.6	61.1	55.6	1.02	1.11	320	90.8	67.3	61.1	74.2	13.1	14.4	1.10	1.30
12	240	68.1	59.6	66.5	69.5	1.17	1.02	320	90.8	73.2	66.5	92.7	14.1	15.1	1.26	1.20
13	240	90.8	64.6	72.0	69.5	1.08	1.26	320	121.1	79.2	72.0	92.7	15.1	15.8	1.16	1.49
14	240	90.8	69.5	77.4	83.5	1.20	1.17	320	121.1	85.1	77.4	111.3	16.0	16.6	1.30	1.39
15	240	90.8	74.5	82.8	83.5	1.12	1.10	320	121.1	91.0	82.8	111.3	17.0	17.3	1.22	1.30
16	240	90.8	78.9	88.3	83.5	1.06	1.03	320	121.1	96.3	88.3	111.3	18.0	18.0	1.15	1.22

Verificação da segurança dos reforços ao arranque para os reforços inextensíveis e extensíveis para o caso estático e sísmico.

Caso Estático							Caso Sísmico							
	$\sigma_a(z)$ (kN)	$R_{arr}(z)$ (kN)	$T_a(z)$ (kN)		$FS_a(z)$		$\sigma_a(z)$ (kN)	$R_{arr}(z)$ (kN)	$T_a(z)$ (kN)		$R_{hri}(z)$ (kN)		$FS_a(z)$	
Nível	Inext.	Ext.	Inext.	Ext.	Inext.	Ext.	Inext.	Ext.	Inext.	Ext.	Inext.	Ext.	Inext.	Ext.
1	35.8	20.6	11.8	10.4	3.04	1.98	28.7	22.0	22.1	10.4	10.6	7.1	1.28	1.25
2	52.7	27.2	17.7	12.2	2.99	2.23	42.2	29.0	27.9	12.2	10.6	7.9	1.49	1.45
3	74.0	43.0	24.7	17.6	3.00	2.44	59.2	45.8	34.9	17.6	10.6	8.6	1.68	1.75
4	91.5	60.9	30.3	23.1	3.02	2.64	73.2	65.0	40.6	23.1	10.6	9.3	1.79	2.01
5	105.1	81.1	34.6	28.5	3.04	2.85	84.1	86.6	44.9	28.5	10.6	10.0	1.86	2.25
6	114.8	103.6	37.5	33.9	3.06	3.05	91.8	110.5	47.8	33.9	10.6	10.8	1.91	2.47
7	120.6	128.3	39.1	39.4	3.09	3.26	96.5	136.8	49.3	39.4	10.6	11.5	1.94	2.69
8	122.6	155.2	39.6	44.8	3.09	3.46	98.1	165.5	49.9	44.8	10.6	12.2	1.95	2.90
9	143.3	276.4	44.6	50.2	3.21	5.50	114.7	294.9	55.4	50.2	11.1	12.9	2.06	4.67
10	173.3	323.5	49.6	55.7	3.49	5.81	138.7	345.0	61.4	55.7	12.1	13.7	2.25	4.98
11	206.2	373.9	54.6	61.1	3.78	6.12	164.9	398.8	67.3	61.1	13.1	14.4	2.44	5.28
12	314.4	427.6	59.6	66.5	5.28	6.43	251.5	456.1	73.2	66.5	14.1	15.1	3.41	5.59
13	364.4	646.3	64.6	72.0	5.64	8.98	291.5	689.4	79.2	72.0	15.1	15.8	3.66	7.85
14	514.5	726.9	69.5	77.4	7.40	9.39	411.6	775.3	85.1	77.4	16.0	16.6	4.81	8.25
15	585.1	811.9	74.5	82.8	7.85	9.80	468.1	866.1	91.0	82.8	17.0	17.3	5.11	8.65
16	660.1	901.4	78.9	88.3	8.37	10.21	527.8	961.5	96.3	88.3	18.0	18.0	5.45	9.05

